



Contenido

1. Resumen.....	3
2. Introducción motivación	4
3. Antecedentes	7
4. Modelo constitutivo para suelos no saturados.....	16
4.1 Formulación para estados tensionales isótropos	18
4.2 Extensión a estados tensionales triaxiales	26
4.3 Curvas de retención y permeabilidad relativa.....	29
5. Modelo de cálculo del terraplén a estudiar.....	32
5.1 Geometría y condiciones de contorno.....	32
5.2 Materiales utilizados	37
5.2.1 Determinación de los ensayos realizados en LNCE.....	37
5.2.2 Descripción de los ensayos simulados	38
5.2.3 Calibración de los parámetros de la arcilla del núcleo.....	39
5.4 Estudio de sensibilidad de la variación de la permeabilidad	61
5.4.1 Estudio del efecto de una permeabilidad mayor	61
5.4.2 Estudio del efecto de una permeabilidad inferior.....	66
5.5 Estudio de sensibilidad de la variación de la deformabilidad mecánica.....	71
5.5.1 Estudio del efecto de un módulo de deformación inferior	71
5.5.2 Estudio del efecto de un módulo de deformación superior.....	76



5.6 Estudio de sensibilidad de la variación de la presión de preconsolidación	79
5.7 Estudio del efecto de la variación de la curva de retención	84
5.8 Estudio de sensibilidad del caso base para un suceso lluvia a largo plazo	89
6. Conclusiones	96
7. Referencias Bibliográficas	104



1. Resumen

La construcción de terraplenes mediante suelos no saturados compactados tiene varios aspectos geotécnicos a estudiar. Por un lado se encuentra la capacidad de compactarlos y conseguir un comportamiento a largo plazo con el menor asiento posible, incluso considerando posible eventos extremos de lluvia. En el caso de un terraplén poco o mal compactado, se pueden producir fenómenos de colapso al aumentar el contenido de agua por efecto de la lluvia lo que puede provocar asientos no admisibles para determinadas obras viarias, especialmente en ferrocarriles de alta velocidad.

En esta tesina se ha analizado mediante un programa numérico de elementos finitos (CODE BRIGHT) (Alonso et al, 2000) el comportamiento de un terraplén tipo construido por materiales colapsables, basado en un estudio realizado sobre un terraplén de escollera de 40 metros de altura que forma parte de la conexión ferroviaria de alta velocidad entre Madrid y Sevilla (E.E Alonso et al, 2008) reproduciendo el episodio de lluvias sucedido entre los años 1993 y 1998. Para describir el comportamiento de los materiales involucrados se utiliza el modelo constitutivo para suelos no saturados BBM (Barcelona Basic Model) desarrollado por Alonso, Gens y Josa (1990). Los materiales han sido basados en los utilizados en la presa de Beliche, y los parámetros introducidos en la programación han sido ajustados en base a este caso.

El principal objetivo es mostrar cómo se puede modelar un terraplén de gran altura mediante un modelo acoplado flujo-deformación para suelos no saturados, en el que por efecto de la lluvia se produce aumento del humedecimiento y el consiguiente colapso.

Primero se ha presentado un caso base sobre el cual se ha realizado el estudio del comportamiento de este frente al suceso de lluvias producido con el fin de comprender como se comporta el terraplén mediante el análisis de varios parámetros del material que compone la estructura. Posteriormente se ha llevado a cabo el estudio de sensibilidad frente a la variación de parámetros como son, la permeabilidad del terreno, el módulo de deformación, la presión de preconsolidación y el parámetro de la curva de retención, con el fin de analizar qué parámetros del material inciden potencialmente en la generación de asientos producidos por el colapso del terraplén.

Finalmente se ha decidido analizar la posible disminución del colapso de la estructura bajo los efectos continuados de la lluvia. Para este análisis se ha prolongado el último año de lluvia ocurrido durante el intervalo de 1993 hasta 1998, durante cinco años más, hasta alcanzar un total de diez años.



2. Introducción motivación

Los progresos alcanzados en la mecánica moderna de suelos no saturados han permitido el desarrollo de nuevos métodos de análisis de la respuesta de explanadas y terraplenes frente a cambios ambientales (lluvia, temperatura, humedad relativa) y la acción del tráfico. Uno de los avances que presenta mayor interés es la posibilidad de realizar una modelación numérica de los procesos de cambio de volumen en materiales expansivos sometidos a variaciones de humedad. Esta modelación es también válida para uno de los problemas comúnmente presentados en los terraplenes, como es el colapso por compactación inadecuada incluyendo que, el contenido de agua en el momento de compactar, no sea el más adecuado, además del efecto de las condiciones climatológicas sobre el mismo.

Los terraplenes se realizan con material compacto para levantar su nivel y formar un plano de apoyo para una cierta obra. Los materiales que se utilizan, los cuales son cercanos a la zona puesto que, la reutilización de materiales excavados en las obras lineales para la construcción de terraplenes presenta un interés notable a fin de evitar grandes impactos ambientales y para optimizar económicamente los recursos disponibles, suelen tener ciertos problemas puesto que no tienen las características óptimas que son habitualmente exigidos por los pliegos de prescripciones técnicas para tal tipo de obras.

En este sentido uno de los problemas que tradicionalmente se encuentra el ingeniero es de la reutilización de materiales que presentan un cierto potencial de colapso frente a efectos climatológicos como pueden ser las lluvias. Este colapso que se traduce en un aumento de los asientos finales que experimenta el terraplén a lo largo de sus primeros años desde su construcción, tienen gran impacto sobre el buen funcionamiento final de la obra.

Se sabe que los usos de los terraplenes, entre otros, son para obras de ferrocarriles, presas de tierras, zonas portuarias, continuación de carreteras, etc... Pues bien en carreteras o en ferrocarriles, una mala compactación o un excesivo colapso del mismo



por efecto de las lluvias, traducidos en asientos verticales, puede producir irregularidades en el plano superficial que afecten a la seguridad o confort de los usuarios. Otro ejemplo se puede extrapolar de los canales, puesto que en el caso de producirse un excesivo colapso del terreno, traduciéndose en grandes asientos, puede llegar a colapsar la estructura, agrietando el canal, o lo que es peor dejándolo fuera de servicio. Un ejemplo similar se encuentra en la construcción de balsas para fabricar nieve en polvo en las estaciones de esquí. En este caso el terreno debe tener una compactación óptima, puesto que de lo contrario se pueden llegar a agrietar, perdiendo agua y pudiendo producir grandes asientos debidos al colapso de la misma.

Otro aspecto a tener en cuenta es la gran altura de los terraplenes y de las presas. Estas implican que deformaciones pequeñas pueden producir grandes movimientos en coronación. Por ejemplo un terraplén de 40 metros que tiene una deformación vertical del 5%, suponiendo uniforme, daría lugar a un asiento en coronación de 2 metros. Realmente estos movimientos solo se producen en la fase de construcción /compactación que es cuando el suelo se comprime más, pero posteriormente no suelen producirse de tal magnitud. En todo caso asientos muchos menores pueden ser nefastos para determinadas estructuras, como puede ser el caso de una infraestructura de FFCC de alta velocidad o un canal, donde los asientos permitidos son muy limitados por la importancia de un buen funcionamiento de la misma. Hay q tener en cuenta q en un terraplén de 40m las tensiones en la zona inferior serian de 800 kilopascales, que es una tensión muy elevada para un suelo, y si tiene sensibilidad a procesos de humedecimiento se producirán deformaciones importantes.

El desarrollo actual de la Mecánica del suelo no saturado pone al alcance del ingeniero herramientas de cálculo (Olivella 1996) que permiten analizar el problema con un detalle mucho mayor que con un planteamiento de tipo generalista. Todavía hay poca experiencia en la simulación de procesos de humectación y sin embargo el potencial de estas técnicas parece enorme (Alonso et al.,2000).

En esta tesina se presentan las conclusiones de un análisis para un caso práctico en el que se considera representativo el comportamiento real y estudio de los diferentes procesos de deformación tanto durante la construcción como durante la vida del terraplén. Se ha establecido una metodología para la modelación mediante elementos



finitos de terraplenes teniendo en cuenta su construcción por capas, presencia de agua en los poros e influencia en la deformabilidad, como su respuesta elástica i plástica frente a cambios de succión y en presencia de factores atmosféricos tales como la lluvia. Uno de los puntos clave respecto a la deformabilidad del terreno en estas condiciones, es la capacidad de compactación así como qué consecuencias tiene en relación a los parámetros a utilizar en los modelos.

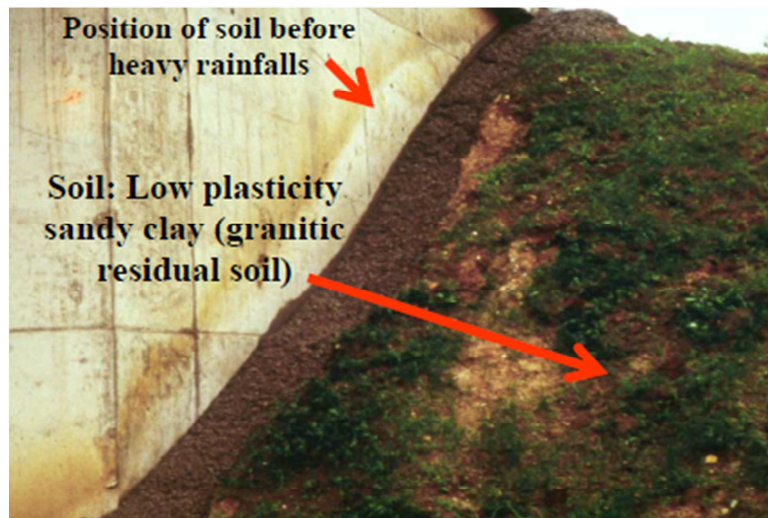


3. Antecedentes

Para la realización de la tesina se ha documentado previamente ciertos casos donde se han producido problemas de ingeniería, referente a hinchamientos o asientos producidos por efectos climatológicos como las lluvias.

Dos casos que implicaron asentamientos debido al colapso de la estructura fueron citados por Charles et al (1984) y Brandom et al (1990). El primer caso fue el ejemplo de hundimiento de un depósito inducido por el aumento progresivo de la capa freática. El segundo caso se trató de rellenos compactados de arcilla arenosa que experimentó un fuerte incremento de infiltración en la superficie después de su construcción. En ambos casos la causa de colapso fue la insuficiente densidad del material compactado. Los terraplenes y las presas son en general compactadas con más cuidado aunque existen dificultades asociadas con deformaciones durante el tiempo de vida de estas estructuras.

El comportamiento de los suelos compactados en condiciones de laboratorio y de campo es un tema clásico que puede ser analizado de manera más precisa y detenida desde el punto de vista de la mecánica de suelos no saturados. De hecho la mayor parte de la base experimental que se utiliza para validar los modelos constitutivos se obtiene de compactación de muestras. Después de la construcción de terraplenes, estos experimentan cambios en el contenido de agua como resultado de factores climáticos y un aumento de los niveles freáticos someros. Pues la figura 3.1 muestra la contracción volumétrica que experimentó un terraplén de carretera, insuficientemente compactado en el lado seco, después de una lluvias torrenciales (Alonso et al 1996). En este caso una simulación de la acción de las precipitaciones ocurridas para poder analizar los efectos de colapso de la respuesta general de la estructura se muestra en la figura 3.2, donde las líneas siguen la evolución de las mismas en varios puntos del límite del terraplén.



*Figura 3.1 colapso producido bajo los efectos de la lluvia
en un terraplén de carretera*

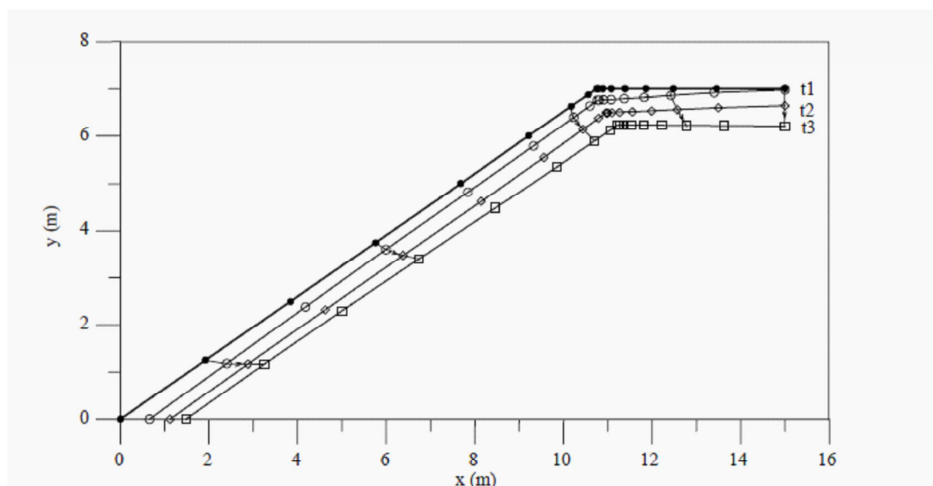


Figura 3.2 Cálculo del perfil del terraplén mostrado en la figura 2.1 en tres tiempos diferentes bajo el efecto de las lluvias

Otro caso estudiado fue el diseño de un canal apoyado sobre un terraplén con suelos naturales descrito en Alonso et al (2005). Una de las opciones examinadas para evitar asentamientos excesivos del terraplén fue sustituir el suelo colapsable (un suelo de densidad baja) por el mismo suelo compactado a un estado óptimo Proctor Normal. Se realizaron pruebas para caracterizar los estados naturales y compactados por medio de un modelo elastoplástico (“Barcelona Basic Model”:BBM;Alonso et al 1990). También se simularon varios escenarios climáticos y las posibles pérdidas de agua del canal. Se configuraron las precipitaciones registradas durante un año en una estación



meteorológica ubicada en la zona, así como una succión equivalente a una humedad relativa del 60%. En la figura 3.3 se muestran los asentamientos calculados de la losa de hormigón del canal, para un periodo de 13 años. Estos asentamientos están representados bajo un escenario donde al cabo de 2,5 años se comienzan a producir unas fuertes pérdidas de agua por agrietamiento del hormigón del canal. Cuando el agua proviene solo de la lluvia los asentamientos continúan siendo pequeños independientemente de si se trata del suelo es el natural o ha sido compactado anteriormente.

Sin embargo, en el caso del suelo natural, al cabo de los 2,5 donde proviene además de las lluvias, las infiltraciones del agua del canal, se observa como los asentamientos experimentan fuertes incrementos, mientras que para el suelo compactado estos incrementos de asientos son relativamente pequeños con respecto a los producidos en el suelo compactado.

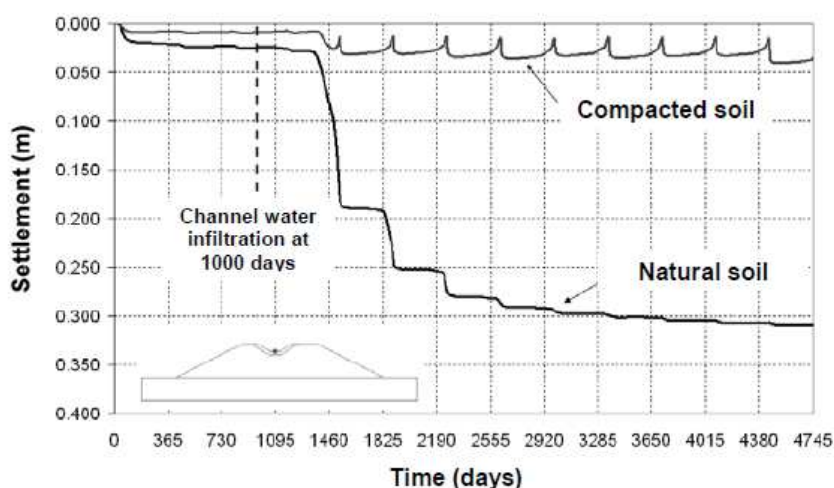


Figura 3.3 *Calculo de asientos producidos en el terraplén del canal bajo el efecto de la lluvia y la infiltración del canal para el suelo natural y compactado*

También existen varios problemas generados en diques y presas de tierra, donde éstas, sometidas a condiciones climáticas, requieren de una formulación elasto-plástica del comportamiento tensión-deformación. El tema principal a estudiaren estos casos es que la acción de la lluvia puede inducir asentamientos y deformaciones horizontales similares en magnitud a los movimientos inducidos por la inundación completa de la presa aguas arriba. Un caso interesante es el comportamiento de la presa de Beliche, analizado en una serie de documentos (Naylor et al, 1997). En esta presa, como en



muchas otras, uno de los principales problemas es el colapso de la escollera cuando se moja. En la simulación a largo plazo se puede observar un aspecto muy interesante en la presa de Beliche, donde los movimientos verticales y horizontales registrados aguas debajo de la escollera son de gran relevancia. En la figura 3.4 se muestran los saltos producidos en los desplazamientos verticales calculados por el efecto de las lluvias producidas. Sin embargo la figura 3.5 se muestra el comportamiento durante el llenado del primer depósito, y se comparan por varios niveles de agua la tensión-deformación producida en la presa de Beliche.

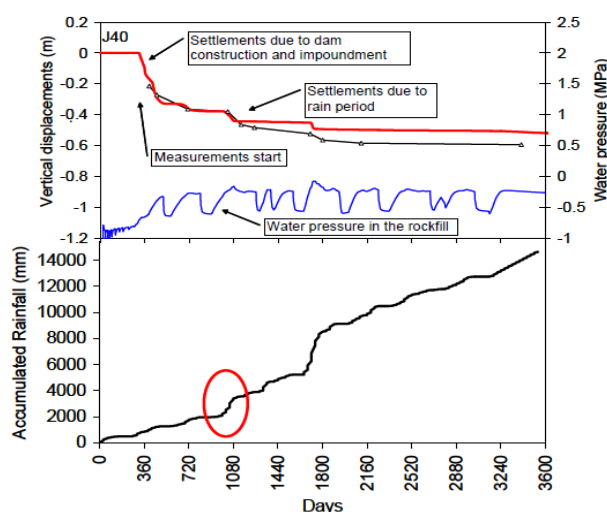


Figura 3.4 Cálculo de asientos producidos la presa de Beliche
el efecto de la lluvia producida

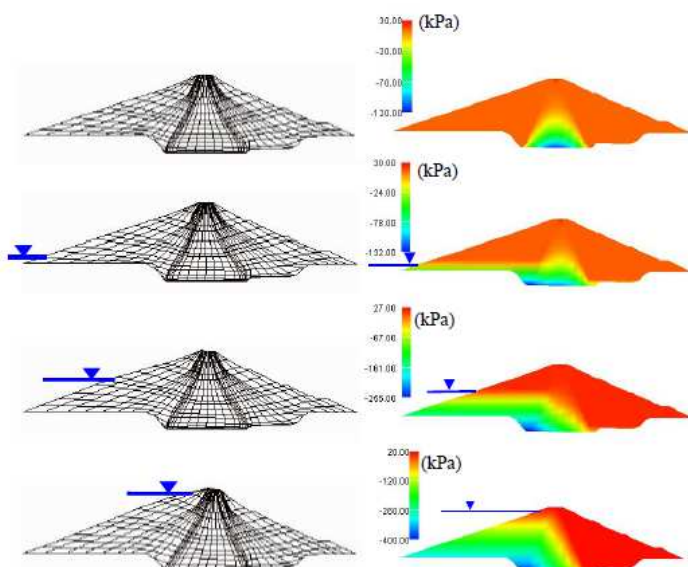
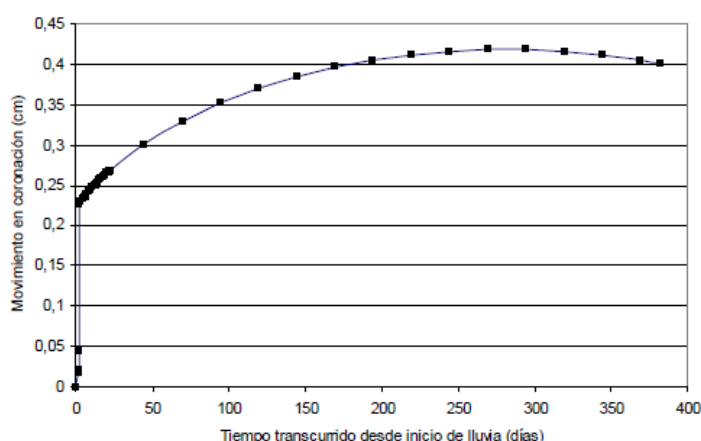


Figura 3.5 Deformaciones y presiones de líquido producidas por
el llenado de la presa de Beliche



Otro estudio realizado mediante herramientas de cálculo como el Code Bright fue la construcción de unos terraplenes del tramo Montornés del Valles de la línea de A.V.E Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa, donde conformar dichos terraplenes con el material procedente de la excavación del desmonte de la traza, el cual presentaba un potencial expansivo superior al habitualmente admitido por el pliego de prescripciones técnicas para este tipo de obras. Utilizando un análisis acoplado de flujo y deformación en condiciones no saturadas se ha modeló el proceso de infiltración del agua en el terraplén y se pudo evaluar las deformaciones inducidas en función de la duración del a lluvia. Gracias a este análisis mediante programas de elementos finitos se pudieron establecer estrategias constructivas que condujeron a una optimización del diseño, y una posible aceptación de los materiales de la zona. En la figura 3.6 se muestra la predicción que se obtuvo de la evolución del movimiento en coronación para el caso correspondiente a un terraplén de 18m de altura.



*Figura 3.6 Evolución del movimiento en coronación
bajo el efecto de las lluvias*

Puede observarse cómo los hinchamientos producidos alcanzan un máximo, momento a partir del cual las deformaciones de colapso empiezan a ser predominantes. Estas afectaran negativamente en el buen funcionamiento del servicio a realizar, la línea de A.V.E., cuyos asientos están limitados por la importancia de los efectos negativos que puede producir sobre la estructura final.



Otro caso analizado donde sucede un caso similar al objetivo a estudiar en esta tesina Fue el producido por un terraplén que formaba parte de la conexión ferroviaria de alta velocidad entre Madrid-Sevilla. El terraplén de escollera era de esquistos compactados, donde se registraron asentamientos en la plataforma superior del terraplén. En este caso se determinaron 5 años de lluvias para modelación del terraplén, donde las últimas experimentaron unas lluvias más intensas. En la figura 3.7 se puede observar los desplazamientos producidos a cusas de las lluvias originadas, las cuales produjeron un colapso significativo de la estructura.

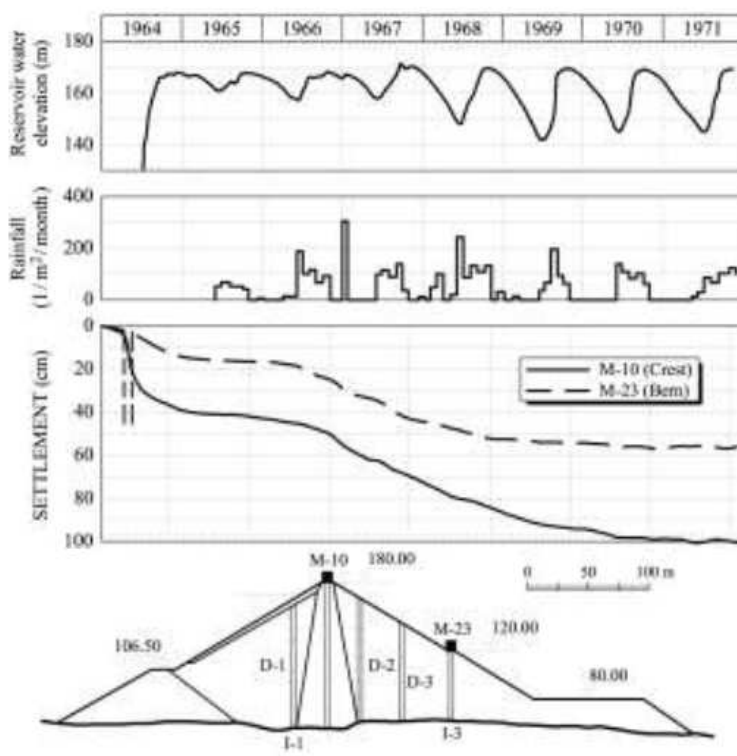


Figura 3.7 Desplazamientos producidos en el terraplén del A.V.E Madrid-Sevilla comparado con los episodios de lluvia producidos.

En el documento se presentó información básica sobre el modelo desarrollado por los autores para reproducir el efecto de los cambios de agua y de compresibilidad de la escollera. Ambos fenómenos contribuyeron a la deformación a largo de plazo de la escollera. Un cambio en la humedad relativa provocó la rotura de la unión entre partículas dando lugar al consecuente efecto de colapso cuando la escollera se humedecía.



En el caso del canal Segarra-Garriga debía atravesar varios valles de fondo llano. Para ello se diseñaron terraplenes sobre los cuales circularía el canal. Los rellenos de fondo de valle, constituidos por unos limos arcillosos carbonatados de baja densidad, eran suelos potencialmente colapsables bajo carga si experimentaran aumentos de humedad. Las deformaciones de colapso son elevadas podrían causar asientos inadmisibles para el funcionamiento del canal así como daños estructurales. Para resolver este problema se planteaba retirar estos rellenos naturales y sustituirlos por el mismo material compactado a densidades mayores, lo que reduciría notablemente el potencial de colapso.

Este problema es bien conocido en la zona de la depresión del Ebro. Existen numerosos casos de roturas de canales provocadas por el colapso de este tipo de materiales, muy frecuentes en los fondos de valle llano. Un caso significativo es el del canal de Terelleu (Huesca), que tiene su origen en el Canal del Cinca. Este canal entró en servicio en 1969 y ya desde el inicio de su explotación se registraron pequeños asientos. A principios de 1972 se detectaron asientos importantes en numerosas zonas que fueron agravándose hasta llegar a hundimientos generalizados, con descensos superiores a 1.5 m. Estos hundimientos fueron provocados por el colapso experimentado por los limos de la cimentación de los terraplenes al saturarse debido inicialmente a infiltración de lluvia y posteriormente agravados por las pérdidas del canal al agrietarse.

En las figuras 3.8, 3.9, 3.10, 3.11 y 3.12 se muestran ilustraciones de los efectos de estos colapsos sucedidos en el canal de Terelleu (Huesca) y las consecuencias que ello comportó.



Figura 3.8 Hundimiento del canal y de la zona próxima

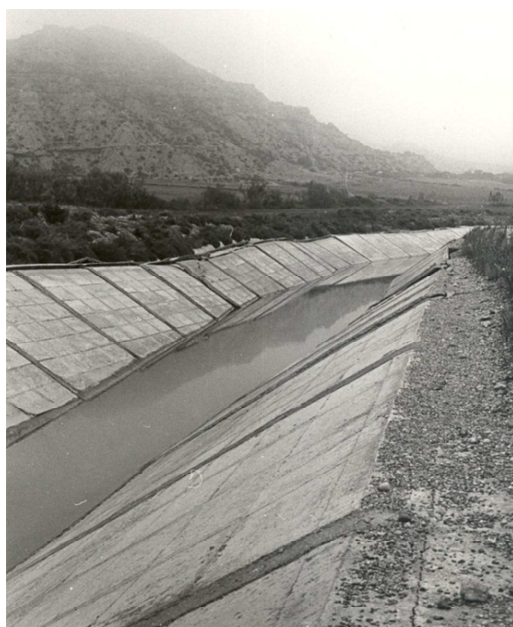


Figura 3.9 Hundimiento del canal



Figura 3.10 Rotura del cajero derecho



Figura 3.11 Despegue del cajero izquierdo



Figura 3.12 Hundimiento del estribo del acueducto



4. Modelo constitutivo para suelos no saturados

El modelo constitutivo que se utiliza para modelar el comportamiento de los materiales involucrados tanto en la cimentación como en el terraplén del canal es el Barcelona Basic Model (BBM), desarrollado por Alonso, Gens y Josa (1990) [6]. Se trata de un modelo elasto-plástico para describir el comportamiento tensión-deformación de suelos no saturados, poco o moderadamente expansivos.

El modelo fue desarrollado con la intención de que fuera capaz de reproducir, de manera consistente y unificada, los principales aspectos del comportamiento de los suelos no saturados observados experimentalmente:

- Contribución de la succión a la rigidización del suelo frente a cargas externas. Puede interpretarse también como un incremento en la presión de preconsolidación con la succión observado en ensayos edométricos.
- Para una tensión de confinamiento dada, una reducción de la succión (humedecimiento) puede provocar deformaciones volumétricas irreversibles (colapso) si el proceso deposicional o el método de compactación inducen una estructura abierta en el suelo.

Sin embargo cabe destacar que la magnitud del colapso depende de la tensión de confinamiento de forma que existe una tensión para el cual el colapso es máximo (ésta varía ampliamente según el suelo estudiado y sus condiciones iniciales). El modelo sólo puede reproducir un aumento del colapso con la tensión.

- Los suelos para los cuales se ha desarrollado el modelo pueden tanto expandir como colapsar al saturar si la tensión de confinamiento se suficientemente baja (expansión) o alta (colapso).



- El comportamiento volumétrico del suelo depende de la trayectoria de tensiones seguida. Si sólo sufre procesos de carga y/o reducción de la succión éste es independiente de la trayectoria seguida. Esto cambia cuando la trayectoria tensional involucra procesos de carga y aumento de la succión.
- Aumentos de la succión (procesos de secado) pueden provocar deformaciones volumétricas irreversibles (plásticas).
- La cohesión también aumenta con la succión, aunque lo hace de manera no lineal, alcanzando un valor máximo a una determinada succión. En el modelo se considera que este aumento es lineal.

Las variables tensionales utilizadas en el modelo son:

- El exceso de tensión total media respecto la presión de aire(tensión neta media) :

$$p = \sigma_m - u_a \quad ; \quad \sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$$

Al alcanzar la saturación se utiliza el exceso de tensión sobre la presión de agua (tensión efectiva media) , es decir: $p' = \sigma_m - u_w$

- La succión : $s = u_a - u_w$, que bajo condiciones de saturación parcial es un término positivo.
- La tensión de corte o desviadora: $q = \sigma_1 - \sigma_3$



4.1 Formulación para estados tensionales isótropos

A partir de la información experimental disponible sobre suelos parcialmente saturados (ensayos isotrópicos y edométricos) y de los conocimientos del comportamiento de los suelos saturados, se ha propuesto una curva de fluencia en el plano (p,s) denominada curva LC (*loading-collapse*). Si consideramos un ensayo isótropo en el que un suelo con una determinada succión (constante a lo largo del ensayo) sufre incrementos de carga a lo largo de estados vírgenes, el volumen específico, $v = 1 + e$, puede obtenerse de manera análoga a el de los suelos saturados:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (4.1)$$

p^c es una tensión de referencia para la cual $v=N(s)$. El parámetro plástico de rigidez λ depende de la succión (decrece al aumentar ésta).

Durante procesos de descarga-recarga, a succión constante, el comportamiento del suelo se considera elástico:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (4.2)$$

Donde κ es el parámetro de rigidez elástico, para el cual no se considera una variación con la succión (de hecho ésta es menor que para el parámetro plástico) para garantizar que la parte elástica del modelo sea conservativa.

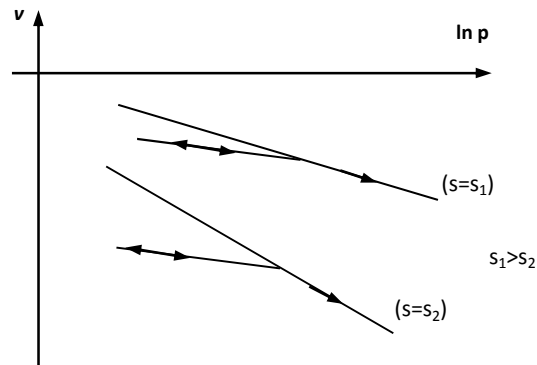


Figura 4.1 Representación esquemática: variación del volumen específico con p para diferentes succiones.

Si consideramos la respuesta de dos muestras del mismo suelo, con la misma posición de la curva LC, sujetas a distintas succiones (una saturada, $s=0$, y otra a una succión mayor, s_1), frente a cargas isotrópicas, la presión de preconsolidación de la muestra saturada, p_0^* , será menor que para la segunda, que plastificará a una presión p_0 . En la figura 4.2 (b) puede apreciarse la situación de las dos muestras: la saturada (punto 1) y la parcialmente saturada (punto 3). Si ahora consideramos una trayectoria para la muestra no saturada consistente en una descarga a succión constante hasta el punto 2, dentro del dominio elástico, y una posterior reducción de su succión hasta saturarla (punto 1) podemos relacionar los volúmenes específicos de las dos muestras, con el mismo estado tensional final.

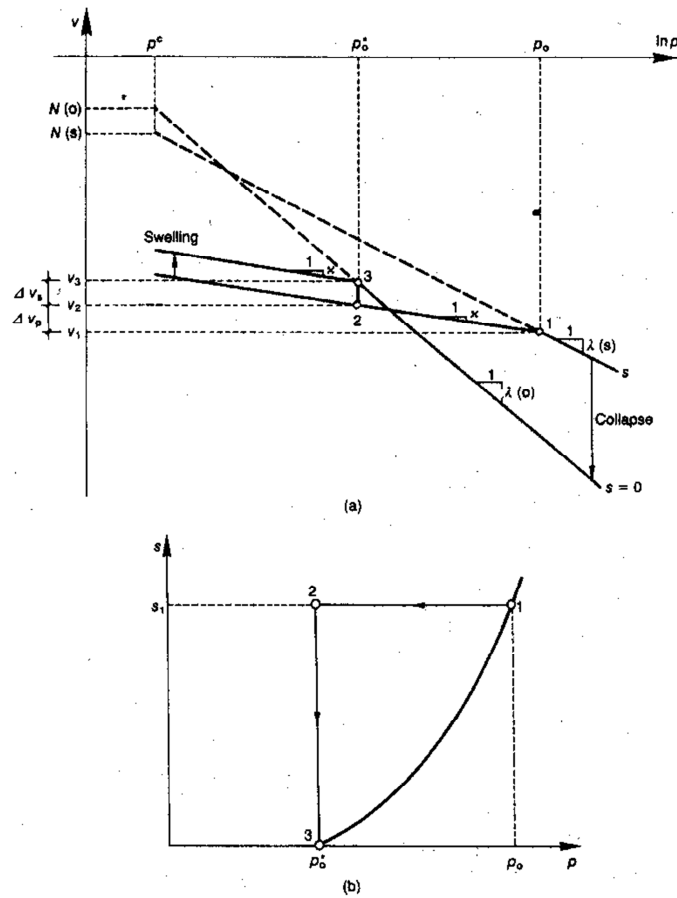


Figura 4.2 Relación entre las tensiones de preconsolidación p_o y p_o^* : **(a)** curvas de compresión, suelo saturado y no saturado; **(b)** trayectoria de tensiones y curva de fluencia LC, plano (p,s)

La relación de volúmenes es:

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad (4.3)$$

Donde Δv_p y Δv_s son, respectivamente, la variación de volumen debida a la descarga isotropa y a la reducción de la succión, ambas dentro del dominio elástico. Δv_p seguirá la ecuación 3.2:



$$\Delta v_p = \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} \quad (4.4)$$

Δv_s vendrá dado por:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (4.5)$$

Donde se ha sumado la presión atmosférica a la succión para evitar valores infinitos al llegar a saturación.

Para obtener los volúmenes inicial y final se utiliza la ecuación 3.1:

$$v_1 = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} \quad (4.6)$$

$$v_3 = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (4.7)$$

Agrupando las anteriores expresiones en 3.3:

$$\begin{aligned} N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} &= \\ &= N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \ln \frac{p_0}{p^c} \end{aligned} \quad (4.8)$$



Para simplificar la ecuación 3.8 puede escogerse unos valores de p^c y $N(s)$ que cumplan:

$$\Delta v(p^c) \Big|_0^s = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = \Delta v_s \quad (4.9)$$

Introduciendo esta expresión en 3.8 y desarrollando se obtiene la siguiente relación:

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (4.10)$$

Que es la ecuación que define la curva LC. Ésta determina los valores de la presión de preconsolidación p_0 en función de la succión. De hecho puede considerarse como una familia de curvas en el espacio (p, s) , de la que se puede aislar una curva de fluencia especificando el valor de p_0^* , que puede considerarse el parámetro de endurecimiento. Esta ecuación juega un papel central en el modelo y explica tanto el incremento de la presión de preconsolidación con la succión como el fenómeno de colapso al saturar. Cabe mencionar que si $p_0^* = p^c$ la curva LC pasa a ser una recta ($p_0 = p_0^* = p^c$) y por lo tanto cambios en la succión no producen deformaciones plásticas.

La ecuación que describe el incremento de la rigidez (plástica) del suelo con la succión, tendiendo asintóticamente a una rigidez máxima, es:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\exp(-\beta s) + r] \quad (4.11)$$

Donde $\lambda(0)$ es el parámetro de compresibilidad plástica en condiciones saturadas, r determina la rigidez máxima del suelo (cuando la succión tiende a infinito), es decir,



$r = \lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$, y el parámetro β determina la tasa de incremento de la rigidez con la succión.

Como se ha dicho, incrementos de la succión también pueden producir deformaciones irreversibles. Debido a éste fenómeno se introduce otra superficie de fluencia, denominada SI (*suction increase*). A falta de más información experimental se adopta:

$$s = s_o \quad (4.12)$$

s_o puede entenderse como la succión máxima experimentada por el suelo a lo largo de su historia. Si se supera éste valor de la succión el suelo sale de la región elástica, en la cual se comporta según la ecuación 3.5 para cambios de succión, y plastifica siguiendo la expresión análoga:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (4.13)$$

Donde λ_s es el parámetro de rigidez plástica para cambios en la succión.

Las curvas LC y SI limitan la región del espacio (p,s) dentro de la cual el suelo se comporta elásticamente. Sobre ellas se comporta elastoplásticamente. En la figura 4.3 puede observarse esquemáticamente el dominio elástico y las dos curvas de fluencia.

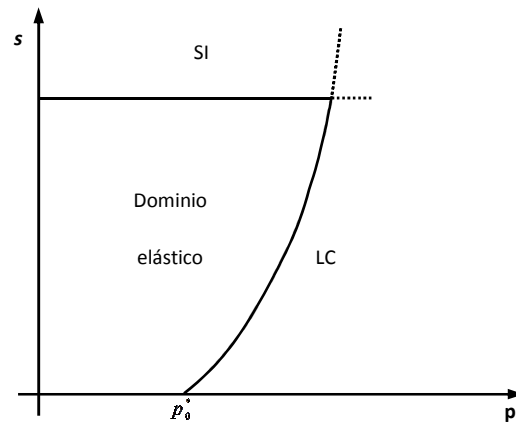


Figura 4.3 Curvas de fluencia LC y SI en el espacio (p,s)

Las expresiones de las deformaciones volumétricas:

La deformación volumétrica elástica debida a variaciones en p vendrá dada por la ecuación 3.2:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (4.14)$$

Al alcanzar la presión de preconsolidación p_0 el suelo sufre deformaciones elasto-plásticas. La deformación total será:

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_o}{p_o} \quad (4.15)$$

De la cual puede aislarse la deformación plástica:



$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_o}{p_o} \quad (4.16)$$

O , alternativamente:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_o^*}{p_o^*} \quad (4.17)$$

Análogamente, para cambios en la succión, la deformación volumétrica elástica viene dada por:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (4.18)$$

Al alcanzar la curva SI, y aumentando la succión (s_0), la deformación total será:

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (4.19)$$

Y la parte plástica de ésta:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (4.20)$$

La deformación volumétrica plástica total es:



$$d\epsilon_v^p = d\epsilon_{sv}^p + d\epsilon_{vp}^p \quad (4.21)$$

De la cual se derivan las leyes de rigidización:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (4.22)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (4.23)$$

4.2 Extensión a estados tensionales triaxiales

Para ampliar la formulación del modelo a estados triaxiales debe incorporarse la tensión desviadora, $q = \sigma_1 - \sigma_3$. Al alcanzar la saturación el modelo se convierte en un modelo de estado crítico convencional.

Se ha escogido el modelo Cam-Clay modificado para reproducir el comportamiento saturado, para el cual la superficie de fluencia es una elipse en el plano (p, q) con presión de preconsolidación isótropa p_0^* .

La recta de estados críticos viene definida en el mismo plano por el valor de su pendiente, M , obtenida a partir del ángulo de rozamiento saturado. Para succiones mayores las elipses tendrán la presión de preconsolidación que determine la curva LC a través de la ecuación 3.10 y se considera que los estados críticos corresponden al mismo



valor de M . El incremento de la cohesión con la succión se considera lineal de manera que las elipses (y las rectas de rotura) corten el eje p , en el plano $q = 0$, en los puntos:

$$p = -p_s = -ks \quad (4.24)$$

Donde k es un parámetro del suelo.

Para un determinado valor de la succión, la superficie de fluencia en el plano (p, q) viene determinada por la ecuación:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0 \quad (4.25)$$

En la figura 4.4 puede verse la forma de la superficie de fluencia en el espacio tridimensional (p, q, s) .

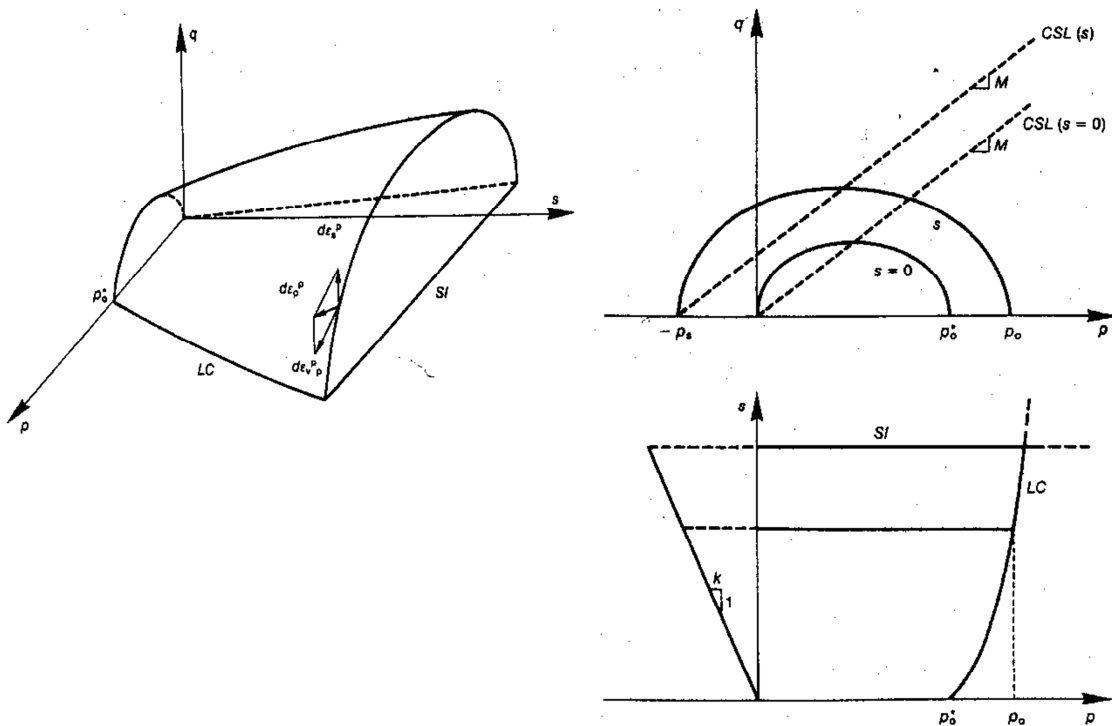


Figura 4.4 Superficie de fluencia en el espacio (p, q, s) .

Para la expresión del potencial plástico se adopta:

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s + p_o)} \quad (4.26)$$

Donde α es un parámetro que determina si la plasticidad es asociada ($\alpha=1$, el potencial plástico y la superficie de fluencia coinciden) o no ($\alpha \neq 1$).

Las deformaciones volumétricas vienen dadas por:



$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (4.27)$$

Y las de corte:

$$\varepsilon_s = 2/3(\varepsilon_1 + \varepsilon_3) \quad (4.28)$$

Las correspondientes deformaciones elásticas se calculan mediante:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (4.29)$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (4.30)$$

4.3 Curvas de retención y permeabilidad relativa

Para las curvas de retención de los materiales se ha adoptado el modelo de Van Genuchten. La expresión matemática que relaciona el grado de saturación efectivo, S_e , con la succión es:

$$S_e = \frac{S_r - S_{mín}}{S_{máx} - S_{mín}} = \left(1 + \left(\frac{P_a - P_w}{P} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right)^{-\lambda} ; P = P_0 \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (4.31)$$

Donde λ y P son parámetros del modelo. S_r es el grado de saturación. $S_{máx}$ y $S_{mín}$ son, respectivamente, el grado de saturación máximo y mínimo. Al tratarse del agua se ha considerado $\sigma = \sigma_0 = 0.072$.



Para la permeabilidad relativa, $k_r = \frac{k_{nosaturada}}{k_{saturada}}$, pueden considerarse diferentes expresiones. Según el modelo Van Genuchten la permeabilidad relativa en función del grado de saturación es:

$$k_r = \sqrt{S_e} \left(1 - \left(1 - S_e^{1/\lambda} \right)^\lambda \right)^2 \quad (4.32)$$

Otra expresión para la permeabilidad relativa es:

$$k_r = AS_e^n \quad (4.33)$$

Es decir, la permeabilidad relativa se considera proporcional a una potencia del grado de saturación efectivo. En general se utiliza una ley cúbica, con $n=3$ y $A=1$.

La figura 4.5 muestra la comparación entre las dos expresiones. En el caso del modelo Van Genuchten se ha considerado $\lambda = 0.2$ para la representación, correspondiente a un material arcilloso. La caída brusca de la permeabilidad con el grado de saturación que se da según el modelo de Van Genuchten no es realista. Este modelo se desarrolló a partir del estudio de arenas. Para valores de λ correspondientes a arenas la variación de la permeabilidad con el grado de saturación es similar a la de la ley cúbica. La expresión (3.31) permite ajustar curvas de retención de materiales arcillosos, pero con los valores de λ deducidos la expresión de la permeabilidad relativa no se ajusta al comportamiento de este tipo de materiales. Por este motivo se considerará la ley cúbica para la expresión de la permeabilidad relativa.

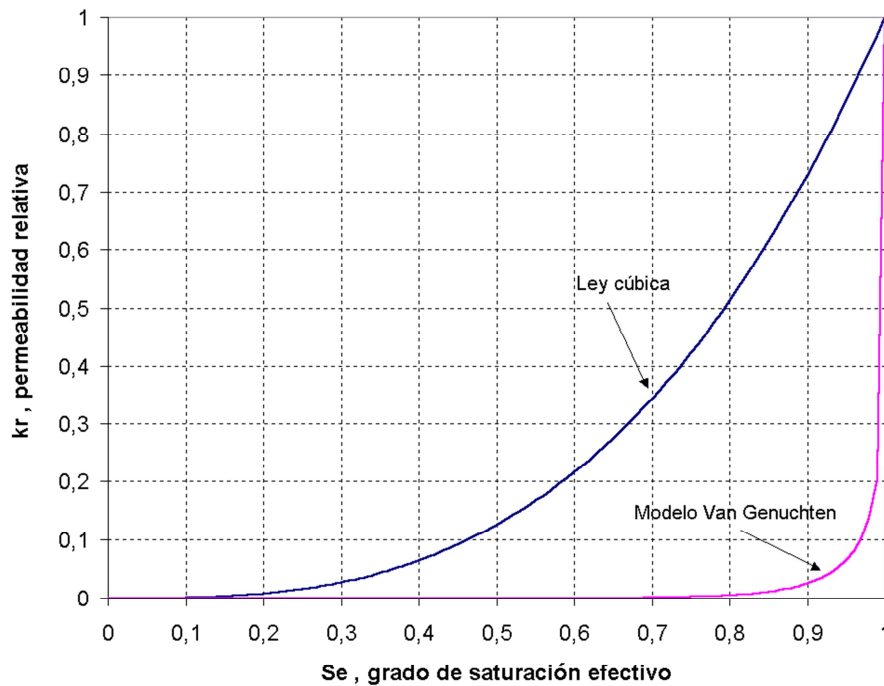


Figura 4.5 Permeabilidad relativa en función del grado de saturación.
Modelo Van Genuchten ($\lambda=0.2$) y ley cúbica

Por último la permeabilidad relativa interviene el cálculo de flujo de agua según la ley de Darcy generalizada que se expresa como:

$$\mathbf{q}_l = -\frac{k_r \mathbf{k}}{\mu_l} (\nabla p_l + \rho_l g \nabla z) \quad (4.34)$$

Siendo q_l el flujo de agua. k la matriz de permeabilidad intrínseca (si el medio es isótropo entonces es un escalar), k_r la permeabilidad relativa (=1 cuando el suelo está saturado), μ_l la viscosidad del agua, p_l la presión del agua, ρ_l la densidad del agua, y g la gravedad.

La permeabilidad intrínseca es un parámetro del suelo que no depende del fluido que circula por él, se expresa en m^2 . Su relación con la conductividad hidráulica K , que se expresa en m/s, es:

$$K = \frac{k \rho g}{\mu} \quad (4.35)$$



5. Modelo de cálculo del terraplén a estudiar

En este capítulo se describirá la geometría del modelo idealizado que se va utilizar para realizar diferentes cálculos, así como se definen las condiciones de contorno que en este problema son de tipo mecánico e hidráulico. Se define también unos episodios de lluvia basados en un estudio que se hizo para el terraplén de escollera de 40 m de altura, que forma parte de la conexión ferroviaria de alta velocidad entre Madrid y Sevilla (N. Piñol 2008). Una vez planteada la estructura a analizarse y los episodios de lluvia, se han realizado estudios de sensibilidad variando ciertos parámetros del terraplén con el fin de entender el comportamiento de dicha estructura frente a los sucesos de lluvia planteados, y la influencia que tiene estos parámetros en el comportamiento del mismo, de manera que se pueda extraer unas conclusiones a fin de entender el colapso producido en la estructura con motivo de la saturación de agua del terreno y poder definir una solución óptima de las mismas.

5.1 Geometría y condiciones de contorno

A continuación se muestra la geometría considerada para analizar el estudio del terraplén mencionado cuyas dimensiones son de 40 metros de altura, 12 metros de coronación y un talud de $\frac{3}{4}$, la cual se ha basado en el estudio del terraplén de escollera citado anteriormente. Los materiales utilizados en la fabricación del terraplén se han basado en los utilizados en el estudio en la presa de Beliche (N. Piñol, 2003). Se ha supuesto un estado de deformación plana en la sección perpendicular a la traza del canal y pequeñas deformaciones.



Se ha decidido discretizar una malla de elementos triangulares cuadráticos con una función lineal de interpolación e integración reducida, con el fin de que el programa Code Bright pueda resolver las estructuras a analizar. La malla utilizada, que aparece en la figura 5.1.1, está formada por 461 elementos y 515 nodos.

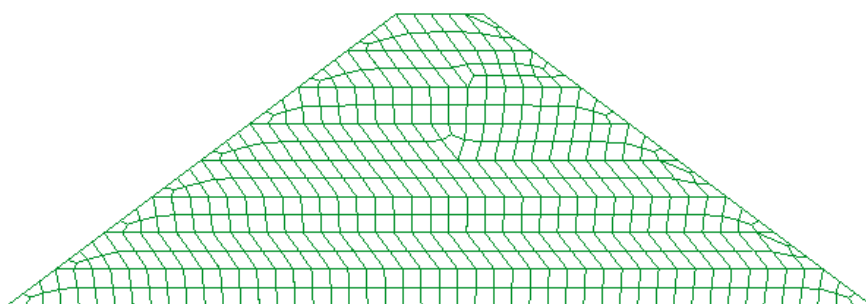


Figura 5.1.1 Malla de la estructura para el cálculo mediante elementos finitos

Se ha impuesto una condición de contorno mecánica y dos condiciones de contorno de flujo, es decir, tienen que ser establecidas las restricciones necesarias sobre la estructura del terraplén para resolver el problema.

Condición de contorno mecánica:

- Base del terraplén: desplazamientos verticales impedidos.

Condiciones de contorno hidráulicas

- Condición de lluvia en toda la superficie del terreno, una vez construido el terraplén.
- Condición del nivel freático en la base del terraplén (presión de agua atmosférica).



En las figuras 5.1.2 y 5.1.3 se muestran las condiciones mecánicas e hidráulicas aplicadas en la estructura. La línea verde representa el nivel freático el cual se encuentra en la base de terraplén

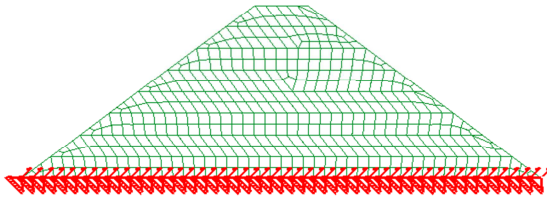


Figura 5.1.2 Condición mecánica

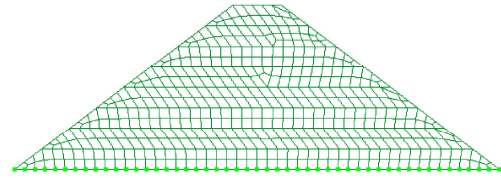


Figura 5.1.3 Condición hidráulica

Así mismo se ha definido una condición inicial principal. Se debe tener en cuenta que el terraplén está compuesto por un material no saturado, por lo que se le asignará un valor de succión. Por otro lado se asigna también una tensión inicial en el terraplén y una porosidad de los materiales que constituyen el terraplén extraída de los datos del estudio mencionado anteriormente.

Condición inicial:

- Condición de succión en el material de -0.2 MPa

Tensión inicial:

- Tensión inicial de -0,01 MPa, se simula la construcción que conduce al equilibrio de tensiones dado por el peso.

La porosidad

- La porosidad inicial considerada de 0,3

La lluvia considerada para el análisis corresponde a la registrada en el estudio realizado para la construcción de un terraplén de escollera para la línea de alta velocidad en la zona Madrid-Sevilla durante los años de 1993 a 1998 (N. Piñol, 2008). Para poder simplificar los cálculos en el programa Code Bright hemos definido las lluvias durante



los 5 años en dos meses de lluvia intensa y diez meses de lluvia moderada durante cada año. Como podemos observar en la figura 5.1.4, los 3 últimos años fueron los de lluvia más intensa, así como los 2 primeros años los de lluvia más moderada:

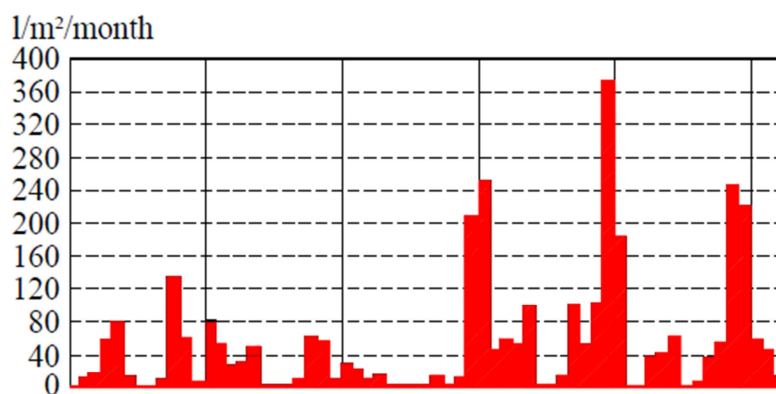


Figura 5.1.4 Gráfica con los valores de lluvia real obtenidos en la zona

De esta manera y con el fin de simplificar cálculos se han introducido los valores de lluvia en un total de 11 intervalos, siendo el primer intervalo perteneciente a la fase de construcción, por lo que los desplazamientos se llevan 0 para el segundo intervalo. En la figura 5.1.5, puede apreciarse la precipitación total de manera simplificada mediante una tabla con los valores adoptados de la lluvia.



Intervalos	Tiempo (días)	P (l/m ² /mes)	P(Kg/m ² ·s)
1º	0-10	0	0
2º	10-70	23,5	9.06x10 ⁻⁰⁶
3º	70-370	23,5	9.06x10 ⁻⁰⁶
4º	370-430	70	2.70x10 ⁻⁰⁵
5º	430-730	25	9.64x10 ⁻⁰⁶
6º	730-790	235	9.06x10 ⁻⁰⁵
7º	790-1090	22	8.48x10 ⁻⁰⁶
8º	1090-1150	285	1.10x10 ⁻⁰⁴
9º	1150-1450	57,5	2.21x10 ⁻⁰⁵
10º	1450-1510	237,5	9.16x10 ⁻⁰⁵
11º	1510-1810	33,25	1.28x10 ⁻⁰⁵

Figura 5.1.5 intervalos de lluvia

En la figura 5.1.6 se muestran la gráfica de columnas relacionando los intervalos con los episodios simplificados de lluvia sucedidos, expresado en litros/m²/mes. Estos intervalos son los que están definidos en la tabla anterior, los cuales se han representado como columnas de barras.

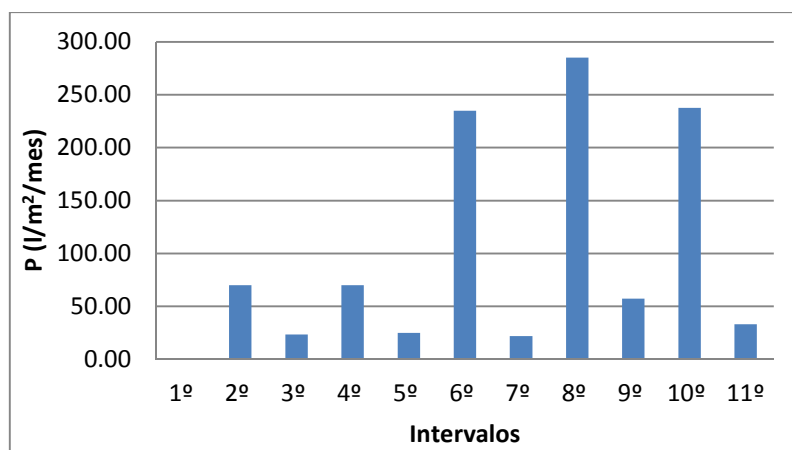


Figura 5.1.6 Gráfica de los datos de lluvia simplificados por intervalos



5.2 Materiales utilizados

La obtención de los parámetros de los diferentes materiales con los que se construyó la presa de Beliche se ha llevado a cabo a partir de resultados experimentales obtenidos en el laboratorio. En el marco del proyecto de investigación para determinar las propiedades de los materiales de la presa de Beliche en el Laboratorio Nacional de Ingeniería de Lisboa (LNEC), a cargo de Veiga Pinto en los cuatro años anteriores al inicio de la construcción de la presa, se hicieron diferentes ensayos geotécnicos. Estos resultados experimentales han sido utilizados por Naylor et al (1986) en sus trabajos para la predicción del comportamiento de la presa.

El modelo constitutivo utilizado para modelar el comportamiento del núcleo y cimentación fue el utilizado para suelos parcialmente saturados de Alonso y Gens (1990).

5.2.1 Determinación de los ensayos realizados en LNCE

Como ya se ha dicho, los materiales de Beliche, fueron estudiados en el LNEC en un proyecto de investigación de la reología de los materiales de escollera. Este proyecto incluye una serie de ensayos llevados a cabo durante los cuatro años anteriores a la construcción de la presa. Los dos objetivos principales de este estudio fueron: obtener un criterio para determinar la granulometría y el tamaño de las probetas de la escollera y, en segundo lugar, realizar los ensayos de laboratorio para conocer el comportamiento de los materiales.

Se realizaron ensayos para todos los tipos de materiales presentes en la toma presa de Beliche que son: la arcilla del núcleo y del filtro, el rompeolas del respaldo interior y el exterior y la cimentación. Para cada material se realizaron ensayos triaxiales, edométricos y de compresión isótropa.

Debido al tamaño de los fragmentos de roca de la escollera, no era posible realizar los ensayos con la misma granulometría que sería utilizada en la construcción de la presa.



Para poder determinar el efecto de los materiales más finos en los ensayos de compresión isotrópica in en los triaxiales, se tuvo que construir unas probetas con la medida de las partículas de 6, 16 i 30 veces el más pequeño que el del material prototipo, de forma que las curvas granulométricas del material de las probetas i del material prototipo eran homotéticas.

Para ensayar la arcilla se utilizaron probetas de 100 mm de diámetro i aparatos triaxiales convencionales. En estos ensayos triaxiales i con el objetivo de conseguir que las probetas permanecieran intactas incluso cuando las membranas de medida se deformasen, se colocaron dos tipos de membrana. Durante la compactación en capas, se colocaron unos tipos de membranas en el interior de la probeta, i el segundo tipo se colocó fuera, los cuales se deformaban con el molde. Era necesario colocar las membranas exteriores a la probeta para que durante la compactación se pudieran reventar los interiores.

Los ensayos triaxiales para el material del núcleo se hizo en condiciones no drenadas i no se saturó la muestra en ningún ensayo. Las probetas tenían un grado de saturación relativamente bajo correspondiente con el grado de humedad.

5.2.2 Descripción de los ensayos simulados

Con el fin de simplificar cálculos, y puesto que no se define la utilización del terraplén como presa de aguas exclusivamente, se ha considerado la estructura a estudiar como un todo-uno de un solo material, correspondiente a las arcillas del núcleo de la presa de Beliche.

Para determinar los parámetros necesarios para poder simular el comportamiento de los materiales en los ensayos realizados por Veigas Pinto (1983) mediante los modelos constitutivos ya descritos, se han simulado ensayos triaxiales y edométricos con el programa CODE_BRIGHT que tiene implementados los modelos constitutivos utilizados y permite simular trayectorias de tensiones y presiones de agua cualesquiera.



Se ha prescindido del ensayo de compresión isotrópica. Por no ser relevante en el comportamiento geomecánico modelizado, no se han analizado las propiedades del material del filtro y no se incluirá en la modelización de la presa.

Todos los ensayos triaxiales se han simulado con probetas cilíndricas de 48 mm de altura y 24 mm de ancho. Se ha utilizado la simetría de revolución de forma que sólo ha sido necesario definir una malla en 2-D que se ha discretizar en 32 elementos cuadrados de cuatro nudos cada uno, formando una malla rectangular de 8 x 4.

Para simular las condiciones de contorno del ensayo triaxial convencional, se ha impedido el desplazamiento vertical de la base de la probeta e impuesto una tensión de confinamiento concreta según cada ensayo en la superficie lateral exterior. El incremento de tensión vertical se simula imponiendo velocidad de deformación vertical en el contorno superior de la probeta de valor 10^{-6} m / seg.

Los ensayos edométricos se han modelizado con probetas unidimensionales de 12 mm de altura discretizadas con 10 elementos unidimensionales (11 nodos). Se ha simulado un proceso de carga y descarga imponiendo la carga vertical en el punto superior, el punto fijo de la base y condiciones drenadas manteniendo una succión en el extremo inferior.

5.2.3 Calibración de los parámetros de la arcilla del núcleo.

Para ensayar el material del núcleo, se han modelizado y discretizar las probetas de forma igual que para el material de escollera tanto para los triaxiales como para el ensayo edométrico.

Se desconoce la evolución de la succión según el grado de saturación para la arcilla del núcleo, Naylor et al. (1986) destaca que las probetas de arcilla del núcleo ensayadas tenían un grado de saturación relativamente bajo correspondiente a un rango de humedad centrado en el óptimo, es adecuado imponer una succión de 0.5 MPa para un grado de saturación de 0.8. Para obtener la curva de succión consideramos una curva según el modelo de Van Genuchten imponiendo dicha condición. En la figura 5.3.2.1 se



muestra la curva de retención según el modelo de Van Genuchten para la arcilla de la presa de Beliche.

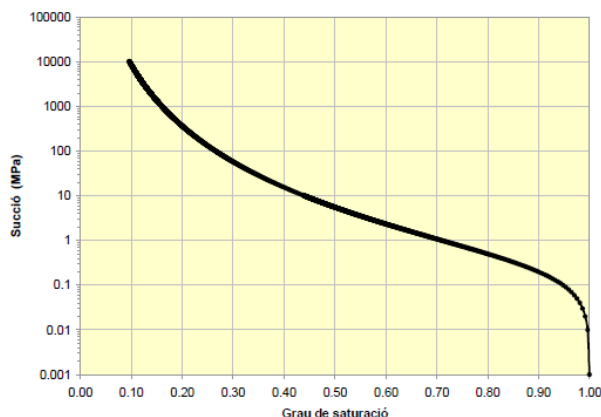


Figura 5.2.3.1 Curva de retención según el modelo de Van Genuchten para la arcilla de la presa de Beliche.

Para obtener los parámetros necesarios para modelizar la arcilla del núcleo con el modelo Alonso y Nada (1990), se ha partido de las trayectorias seguidas en el plano tensión media-desviador (p' - q) (Fig. 4.3.2.3) en los ensayos triaxiales realizados en el laboratorio para Veigas Pinto. Se obtenía así una primera aproximación del valor de los parámetros $p_s = k_s$ mediante la recta de estados críticos. Dado que ya se ha establecido la succión en 0.5 MPa, queda determinado el parámetro k (considerando que para succión nula, p_s vale cero). Se ha preferido determinar la recta de estados críticos a partir de los ensayos con menor tensión de confinamiento, ya que se conoce que en la realidad los materiales no se comportan siguiendo la recta de estados críticos, sino que describen una curva de estados críticos con menor pendiente para tensiones de confinamiento elevadas. Finalmente se han ajustado los parámetros elastoplásticos que se muestran en la tabla 5.3.2.2.



Parámetro	Valor
M	0.88
k	0.3
p_s	0.15
K	0.0014
K_s	0.001
λ	0.028
r	0.75
β	4
ρ	0.2

Figura 5.2.3.2 Parámetros de la arcilla del núcleo de Beliche

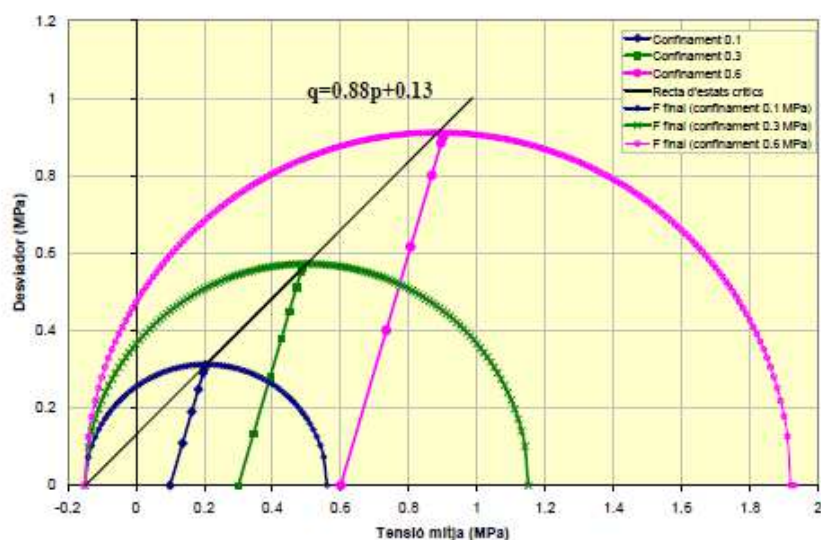


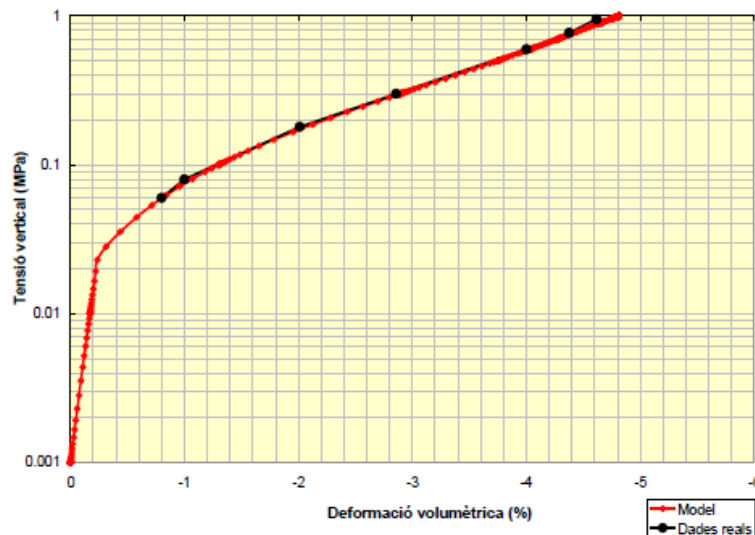
Figura 5.2.3.3 Trayectorias de los ensayos realizados por Veigas Pinto a la arcilla del núcleo, recta de estados críticos y las superficies de fluencia finales correspondientes. Succión constante de 0,5 MPa.

Las curvas de fluencia en el plano p_0 *-s descritas para el material del núcleo con los parámetros escogidos se muestran en la figura 5.2.3.4.

En la figura.5.2.3.4 se muestran los resultados del ensayo edométrico real y del simulado. No se tienen datos suficientemente precisos para tensiones inferiores a 0.06



MPa, por lo que, el único parámetro que se ha podido obtener del ensayo edométrico ha sido el parámetro $\lambda(0)$, y el valor del parámetro elástico (k) se desconoce y se ha utilizado un de valor 0.0014 MPa^{-1} simplemente para poder realizar la simulación del ensayo.



*Figura 5.2.3.4 Curva tensión – deformación de la arcilla del núcleo.
Ensayo edométrico*

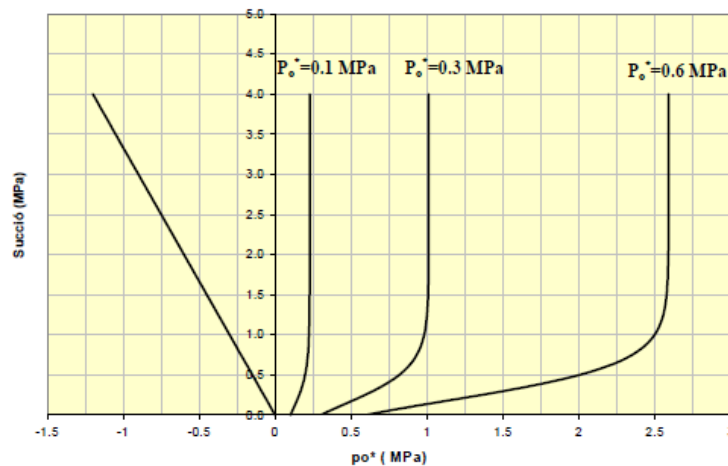


Figura 5.2.3.5 Curvas de fluencia para la arcilla del núcleo

Una vez obtenidos estos valores procedentes de los ensayos pertinentes, se han ajustado estos parámetros e introducidos en el programa numérico Code Bright, con el fin de



llevar a cabo la simulación del caso a estudiar. Los parámetros introducidos dicho programa se muestran en las siguientes tablas:

- *Parámetros mecánicos:*

Linear Elasticity		μ_{DRY}	1.70
Parámetro	Valor	$(J_1^{0*})_F$ (MPa)	0.15
E (Mpa)	50	$(J_1^{0*})_G$ (MPa)	0.15
ν	0.3	a	3
Viscoplasticity – General Parameters 1		μ_{SAT}	1.30
Parámetro	Valor	Viscoplasticity – General Parameters 3	
Γ_0 (1/s)	1000	Parámetro	Valor
N	5	κ	0.0001
F_0 (Mpa)	1	λ_i	0.025
δ (MPa)	-1	λ_d	0.028
b (Mpa)	0.3	α_s	0.01
Viscoplasticity – General Parameters 2		P_y (MPa)	0.01
Parámetro	Valor	κ_2	-0.001
n	1	κ_3	0.001
γ	-0.111		

- Parámetros hidráulicos:

Curva de retención		Permeabilidad intrínseca	
Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
P_0 (MPa)	0.01	$(\kappa_{11})_0$ (m ²)	1×10^{-13}
σ_0 (N·m ⁻¹)	0.072	$(\kappa_{22})_0$ (m ²)	1×10^{-13}
λ	0.33	$(\kappa_{33})_0$ (m ²)	1×10^{-13}
S_{rl}	0	ϕ_0	0.3
S_{ls}	1	Permeabilidad relativa	
-	-	Parámetro	Valor
-	-	A	1
-	-	λ	3



5.3 Resultados del caso base

Una vez definido el caso del terraplén a estudiar se han variado ciertos parámetros de los materiales para estudiar el comportamiento del mismo frente a tales variaciones. Se ha fijado un caso base, del cual se parte para realizar todas las comparaciones que se van a realizar a lo largo de la tesina y modificando ciertos parámetros seleccionados, con el fin de analizar la influencia que tienen estos sobre la estructura del terraplén frente al suceso de lluvia planteado con anterioridad.

En el caso base, las dimensiones, condiciones de contorno, intervalos de lluvia, y las propiedades de los materiales utilizados en su construcción, son las definidas con anterioridad en los apartados 5.1, 5.2.

Se ha decidido estudiar la evolución de los parámetros más representativos y significativos a estudiar, es decir, aquellos que nos proporcionan datos suficientes como para entender el comportamiento de la estructura frente a los episodios de lluvia ocurridos. Estos parámetros son: presión del líquido, grado de saturación, asientos o desplazamientos verticales, velocidad de desplazamientos y deformaciones plásticas.

Para los diferentes parámetros estudiados, se han realizado análisis en tres partes de la estructura, siendo estas la parte superior, intermedia e inferior. Estos puntos se encuentran a una altura de 37 m, 20 m y 7 m respectivamente. En la figura 5.3.2 se muestra la variación de la presión del líquido en el punto superior de la estructura a causa de las lluvias registradas en la zona durante el periodo del estudio realizado y la evolución de las mismas.

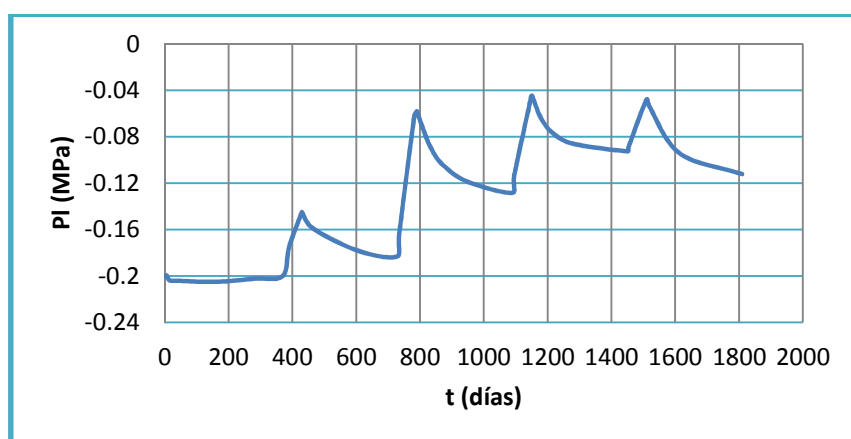


Figura 5.3.2 Evolución de la presión del líquido en la parte superior del terraplén

Como se puede observar en la gráfica la presión de líquido aumenta de manera considerable en la parte alta del terraplén. Cuando comienzan los episodios de lluvia, el terraplén comienza a saturarse desde la parte alta hacia la parte baja, aumentando así la presión del líquido en el interior de los poros a medida que va infiltrándose hacia los poros inferiores, lo que se traduce en una reducción del tamaño de poros con el mismo contenido de agua haciendo que el grado de saturación aumente y la succión disminuya (las presiones aumentan). También se aprecia que el mayor aumento de la presión de líquido se produce durante el primer episodio de lluvia intensa, es decir, al comienzo del tercer año, puesto que es donde el terreno no saturado comienza a saturarse rápidamente como consecuencia de la intensidad de la lluvia producida

Las lluvias, como se puede comprobar, tienen un efecto directo sobre las presiones del líquido, puesto que cuando suceden los sucesos de lluvia fuertes, los cuales tienen una duración de dos meses, las presiones aumentan considerablemente al encontrarse en la parte superior donde reciben toda el agua de la lluvia directamente. En cuanto finalizan los sucesos de lluvia fuerte y da lugar a los diez meses restantes de lluvia más débil, el agua de la lluvia comienza a drenar hacia la parte intermedia del terraplén, y por lo tanto, a disiparse las presiones del líquido en la parte superior, hasta el siguiente periodo de lluvia fuerte don las presiones vuelven a aumentar. Las presiones de líquido alcanzan valores de entre -0,012 MPa a -0,04 MPa, estabilizándose así al cabo de cinco de años, viendo posible la estabilización y la repetición de valores para largo plazo, caso que discutiremos más adelante.



En la figura 4.3.4 se muestran los resultados obtenidos para las presiones de líquido en la parte intermedia del terraplén (punto (0,20)).

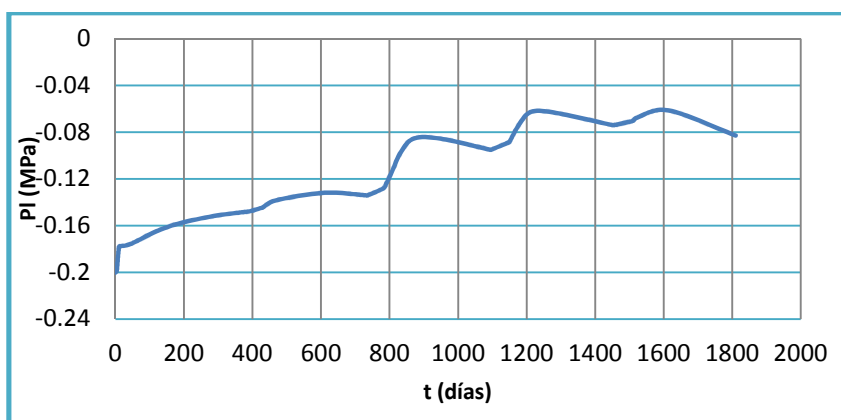


Figura 5.3.4 Evolución de la presión del líquido
en la parte intermedia del terraplén

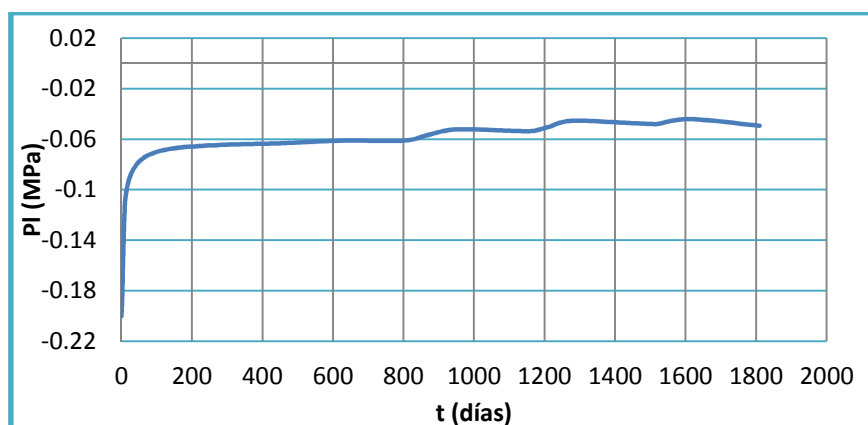
Las presiones en la parte intermedia del terraplén alcanzan valores menores a las de la parte alta. Esto se debe a que la anchura del terraplén es mayor y por lo tanto el agua drena hacia mayor espacio con mayor número volumen de poros.

El efecto de la lluvia sobre la parte intermedia tiene un efecto claro. A medida que suceden los episodios de lluvia, y el agua es drenada de la parte superior a la parte inferior del terraplén, las presiones van aumentando. Cuando en la parte alta aumentan las presiones, estas en la parte intermedia tardan cierto tiempo en aumentar, debido a la distancia que tiene que recorrer el agua desde la zona superior del terraplén a la intermedia, efecto directamente relacionado con la permeabilidad del terreno, la cual describiremos más adelante. En esta zona se alcanzan presiones máximas de -0,06 MPa.

Una vez finalizado los episodios de lluvia fuerte y se da lugar a episodios de lluvia débil, al igual que ocurría en la zona superior del terraplén, las presiones van disminuyendo debido al drenaje del agua hacia la zona inferior del terraplén, hasta el siguiente año donde se vuelven a producir los episodios de lluvia más intensa donde de nuevo vuelven a incrementar, estabilizándose las mismas entorno a los -0,08 MPa, intuyendo de nuevo que a largo plazo se estabilizarán describiendo una gráfica periódica.



En la figura 5.3.5 se describen los resultados obtenidos en el análisis de las presiones de agua en la zona inferior del terraplén (punto (0,7)), zona más próxima al nivel freático y por lo tanto cercanas a presión 0 MPa.



*Figura 5.3.5 Evolución de la presión del líquido
en la parte intermedia del terraplén*

Al inicio de la modelación existe un aumento relevante de las presiones debido al flujo de agua procedente de la parte alta del terraplén. Esta zona al encontrarse cerca de la zona saturada, sus presiones son elevadas y próximas a 0 MPa (nivel freático), con lo que no aumentan significativamente. Vemos un aumento de las mismas a largo plazo puesto que los episodios de lluvia tienen un efecto sobre las mismas, pero, no de la misma forma que lo hacen sobre las zonas analizadas anteriormente. Las presiones máximas alcanzadas son del entorno de -0,04 Mpa.

De la misma forma que la parte intermedia sucede un desfase de tiempo entre cuando comienzan los episodios de lluvia intensa y el inicio del aumento de las presiones de líquido, las cuales experimentan un amento al cabo de un cierto tiempo de comenzar el episodio de lluvia intensa, donde sucede de manera más significativa. En este caso una vez comienzan los sucesos de lluvia intensa, las presiones se disipan drenando el agua hacia la zona saturada, de manera que el agua recibida de la lluvia intensa llega a la zona inferior con un desfase de tiempo superior al ocurrido en la zona intermedia, debido a la gran altura de la estructura.



En la figura 5.3.6 se pueden ver las presiones de líquido que ocurren en los tres puntos estudiados, donde se ve claramente el comportamiento de las presiones de líquido en la totalidad de la estructura.

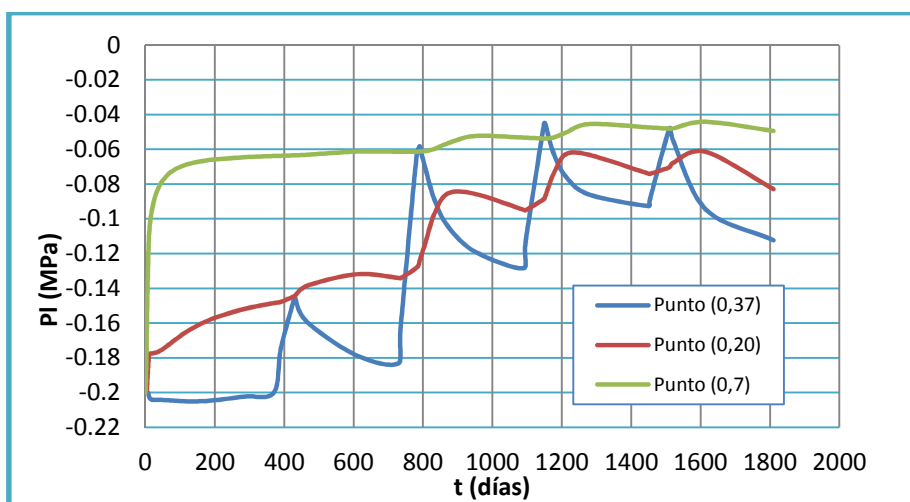
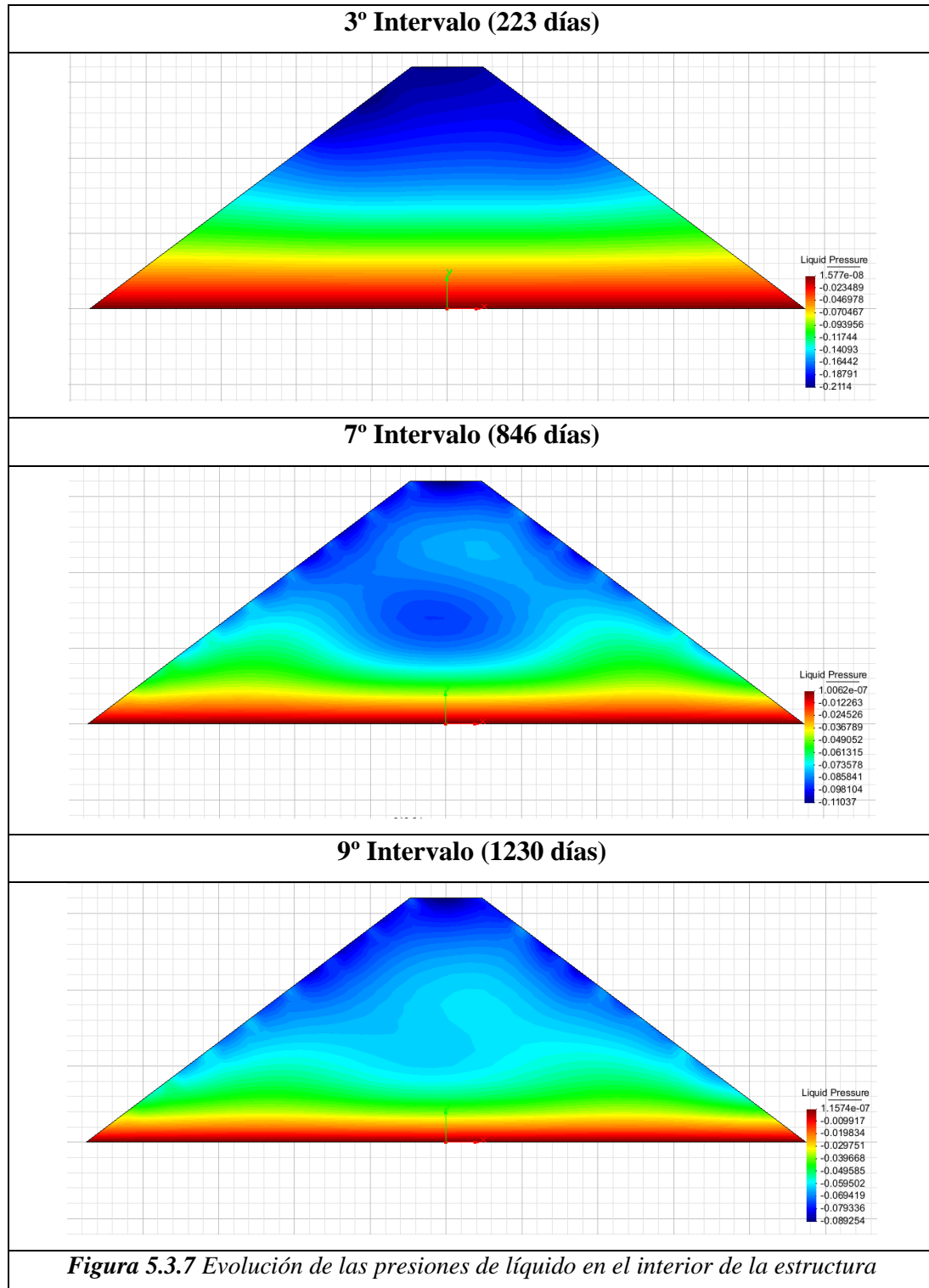


Figura 5.3.6 Evolución de la presión del líquido en las tres zonas estudiadas del terraplén

Como bien se dicho con anterioridad, las presiones de líquido mayores y negativas se encuentran en la base del terraplén al tratarse de un terreno no saturado y siendo este la parte más cercana al nivel freático, donde las presiones son igual a 0. En la zona superior del terraplén, la presión del líquido aumenta en cuanto el episodio de lluvia es más fuerte, es decir, durante los dos meses de lluvia más fuerte del año, la presión de líquido aumenta considerablemente y con más pendiente. Una vez transcurridos los meses de lluvia más fuerte y da paso a los diez meses de lluvia más débil, la presión del líquido se disipa hasta el siguiente episodio de lluvia fuerte del año siguiente donde vuelve a aumentar. También se aprecia que el mayor aumento de la presión de líquido se produce durante el primer episodio de lluvia fuerte, puesto que es donde el terreno no saturado comienza a saturarse rápidamente como consecuencia de la intensidad de la lluvia producida. En la parte intermedia e inferior sucede lo mismo que en la zona superior pero con el desfase de tiempo citado anteriormente.

En la figura 5.3.7 se muestran la evolución de las presiones de líquido en la totalidad de la estructura en diferentes intervalos de tiempo.





La primera figura muestra las presiones de líquido a los primeros días del estudio, donde sucede un episodio de lluvia débil, por lo que las mismas se muestran con valores estabilizados en las tres zonas del terraplén. La siguiente figura ilustra las presiones de líquido en el intervalo 7, donde acaba de finalizar el episodio de lluvia intensa. Se observa como las presiones aumentan y empieza el estado estabilización como consecuencia del drenaje del agua hacia la zona inferior.

De la misma manera que se ha realizado el análisis para las presiones de líquido, se ha analizado la evolución del grado de saturación a lo largo de los cinco años, bajo el efecto de los episodios sucedidos. El grado de saturación es la relación existente entre el volumen de agua y el volumen de poros ($S_w = V_w / V_v$). Se ha decidido estudiar el comportamiento del terraplén en diferentes puntos del mismo, siendo estos los mismo que han sido estudiados para las presiones de líquido, de manera que se pueda realizar una relación entre ambos parámetros. Estos puntos se encuentran en la zona superior, intermedia e inferior.

En la figura 5.3.8 se muestran los resultados obtenidos del análisis del grado de saturación en la zona alta del terraplén.

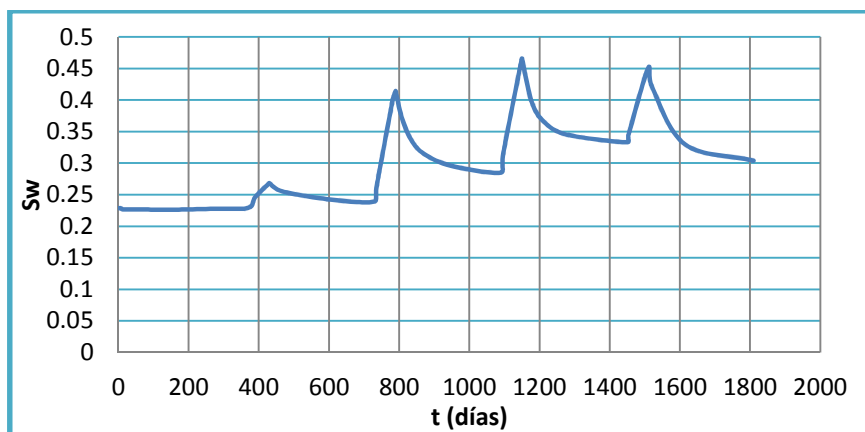


Figura 5.3.8 Evolución del grado de saturación
en la zona superior terraplén

El grado de saturación va aumentando de manera significativa en la parte alta del terraplén. A medida que van sucediendo los episodios de lluvia, el contenido de agua va aumentando en el interior de los poros al drenar la misma desde la zona superior hacia la inferior. Cuando suceden los episodios de lluvia intensa el grado de saturación



aumenta de manera más pronunciada, puesto que es mayor el contenido de agua que entra en la estructura. Una vez finaliza el episodio de lluvia intensa y da lugar al episodio de lluvia más débil, el contenido de agua en los poros se va disipando hacia zonas inferiores, disminuyendo así el grado de saturación en la zona superior de la estructura. Esta disipación se realiza de manera más progresiva puesto que los episodios de lluvia menos intensa es de una durada superior al de la lluvia intensa.

El máximo grado de saturación se da en el episodio de lluvia más intensa, a los cuatro años de la construcción de terraplén con un valor de 0,46. La figura 5.3.6 muestra la evolución del grado de saturación en la zona intermedia del terraplén, siendo esta el punto (0,20) de la estructura.

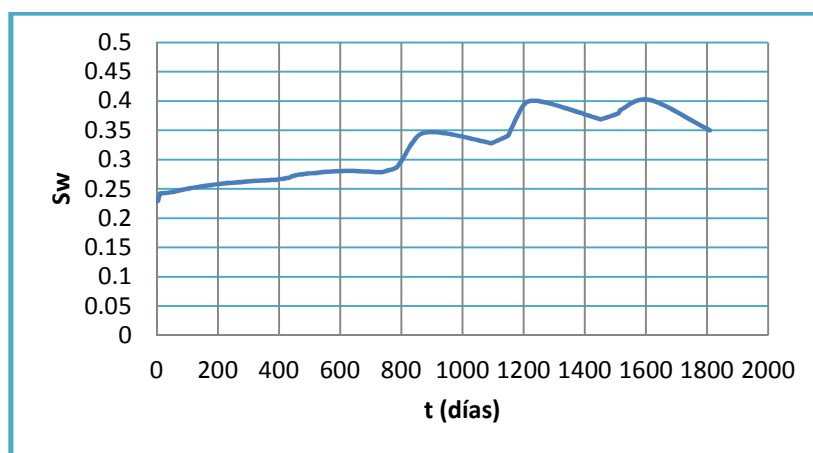


Figura 5.3.6 Evolución del grado de saturación
en la zona intermedia del terraplén

El grado de saturación alcanza valores inferiores en la zona intermedia del terraplén puesto que el agua que drena de la parte superior encuentra mayor volumen de poros por donde circular puesto que el ancho en la parte intermedia es más grande que en la parte superior. De la misma manera que ocurre para las presiones de líquido, los incrementos del grado de saturación debida a los episodios de lluvias más intensas son menores. El valor máximo que alcanza es del 40%, inferior a la alcanzada en la parte superior.

En la figura 5.3.7 se muestran los resultados obtenidos en el análisis del grado de saturación en la zona inferior del terraplén, exactamente en el punto (0,7).

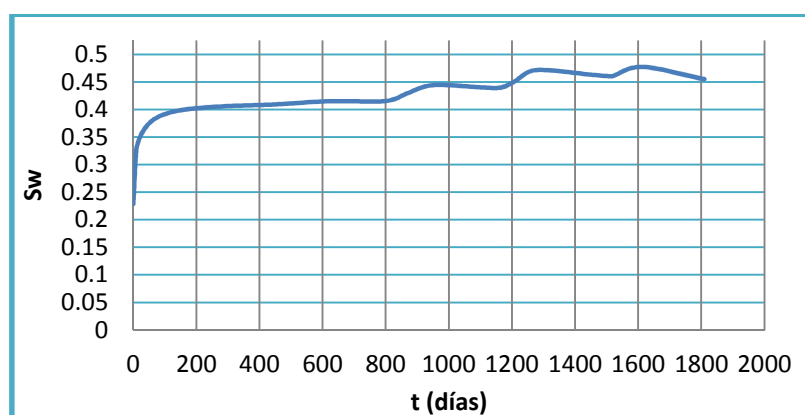


Figura 5.3.7 Evolución del grado de saturación en la zona inferior del terraplén

El grado de saturación alcanza valores mayores en la parte inferior al encontrarse más cerca de la parte saturada, por lo que el agua se acumula en la zona inferior aumentando de esta manera el contenido de agua en los poros, y consecuentemente encontrándose el mayor el grado de saturación en esta zona.

A medida que drena el agua, producida por los episodios de lluvia, de la parte superior hacia la parte inferior, existe un desfase de tiempo igual que el producido en la misma zona sobre las presiones de líquido, producido por la gran distancia que existe entre ambos puntos, desde el momento que sucede el episodio de lluvia intensa hasta que el grado de saturación aumenta. El valor máximo alcanzado es de 0,47.

En la figura 5.3.8 se comparan los grados de saturación obtenidos en las tres zonas del terraplén.

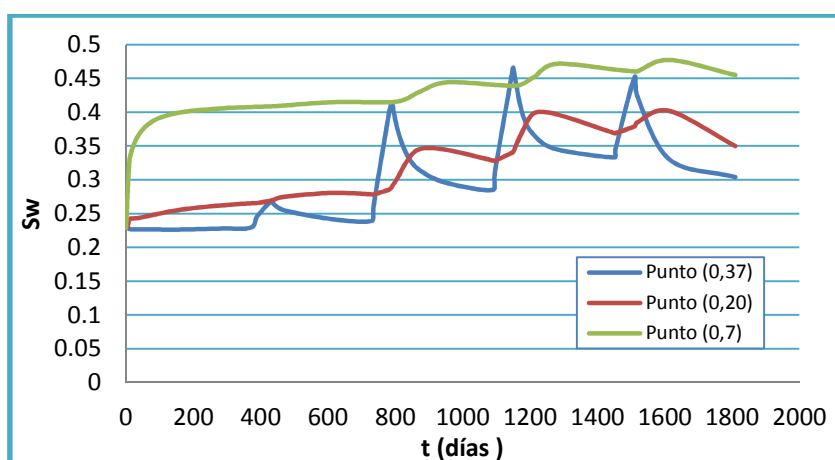


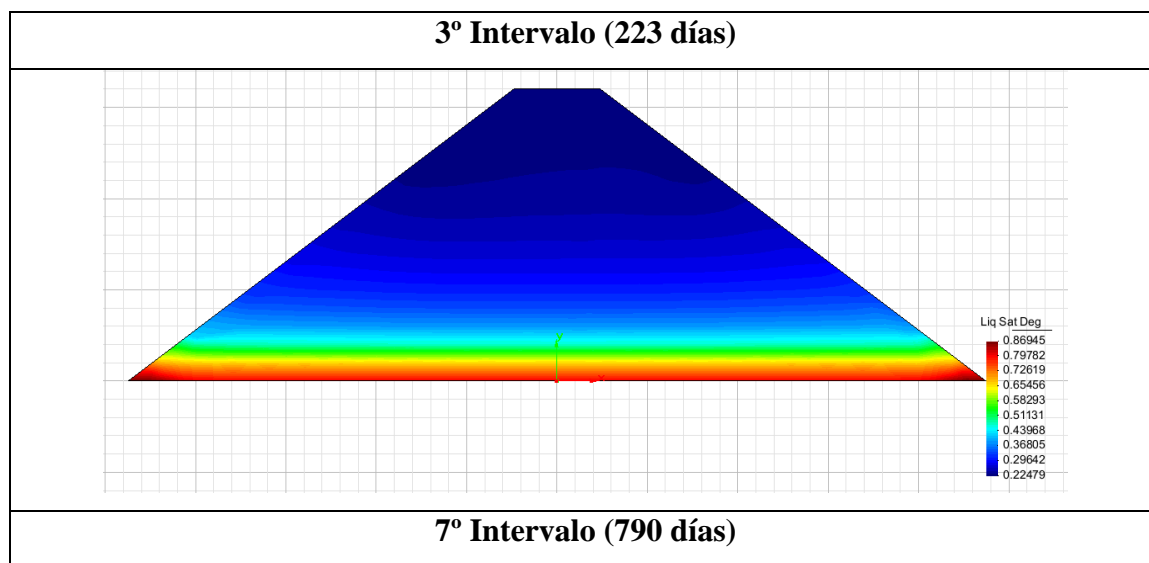
Figura 5.3.8 Evolución del grado de saturación en las tres zonas estudiadas del terraplén

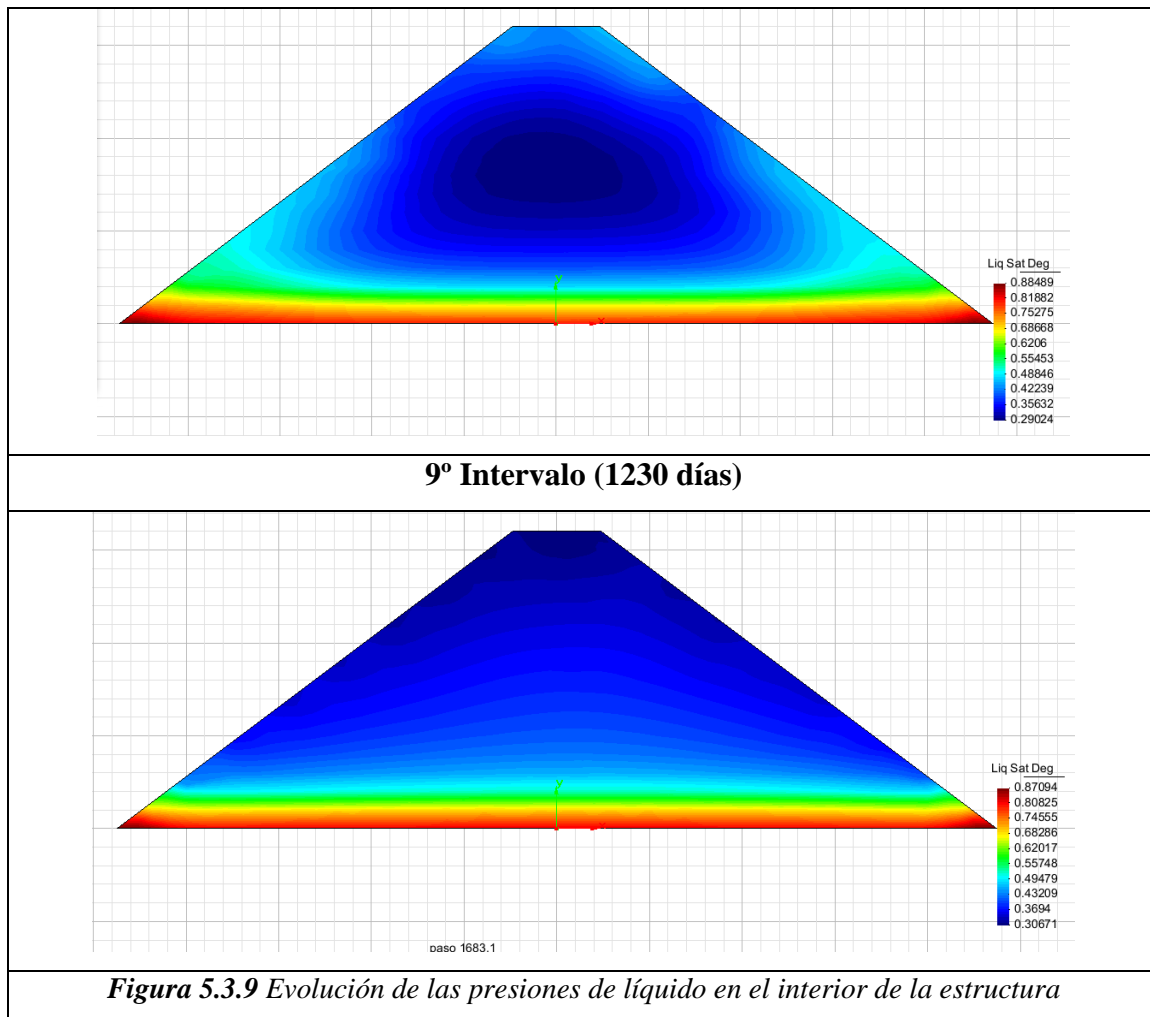


El grado de saturación aumenta conforme transcurren los episodios de lluvia fuerte, y se producen mayores incrementos en la parte superior del terraplén, puesto que al encontrarse en la zona menos saturada, y al comenzar los episodios de lluvia, los huecos no saturados se comienzan a saturar más rápidamente por encontrarse en la parte alta del terraplén. En cuanto la lluvia comienza a disminuir la parte alta que se encuentra más saturada comienza a drenar el agua hacia la parte más inferior de esta manera durante los episodios de lluvia más moderada el grado de saturación disminuye paulatinamente.

Como bien se ha definido antes, recalcar la existencia de un desfase de tiempo entre los incrementos del grado de saturación entre las tres diferentes zonas de la estructura, debido a la gran distancia existe entre estas.

En la figura 5.3.9 se muestra gráficamente la evolución del grado de saturación en la totalidad de la estructura en diferentes intervalos de tiempo





Los desplazamientos se han analizado en la parte superior, puesto que la totalidad de los mismos se observan en el punto superior del terraplén (0,37). En la figura 5.3.10 se muestran los desplazamientos obtenidos en el terraplén al cabo de los cinco años estudiados por efecto de las lluvias.

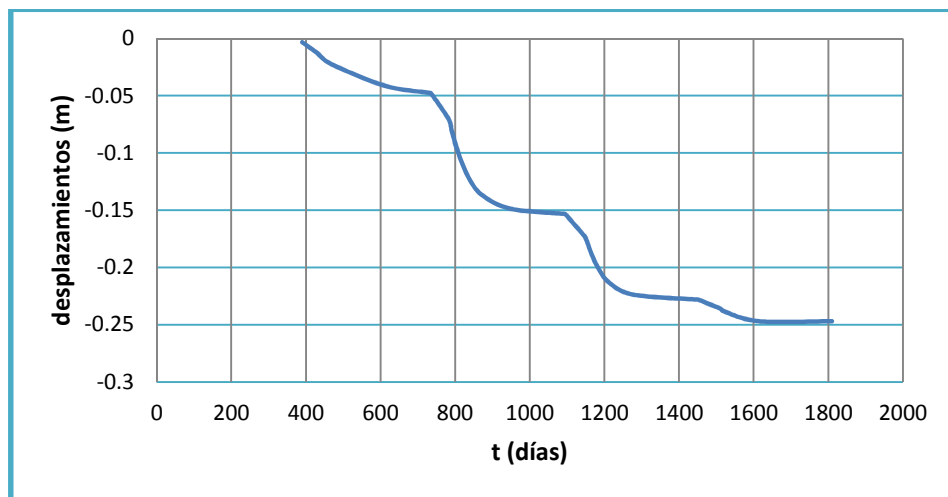


Figura 5.3.10 Evolución de los desplazamientos en la zona superior del terraplén

La figura 5.3.11 muestra la evolución de los asientos con el tiempo de tres puntos de la vertical de la estructura.

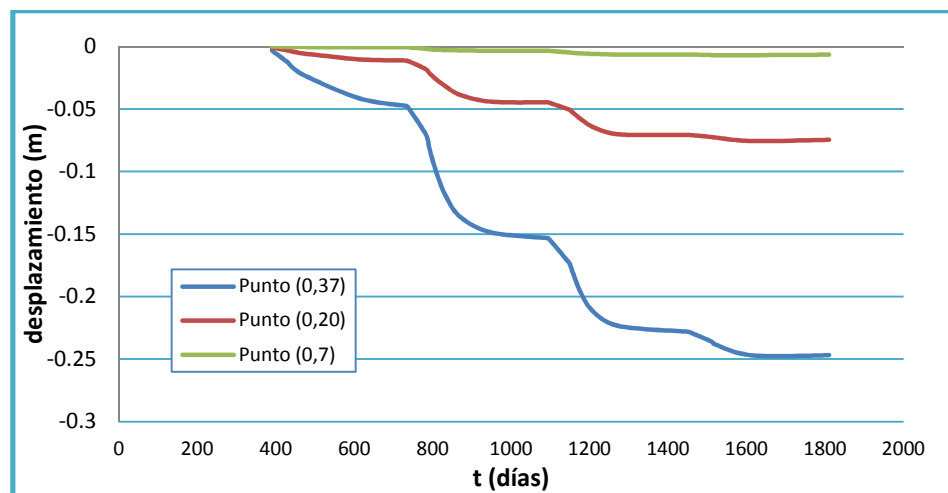


Figura 5.3.11 Evolución de los desplazamientos en las tres zonas estudiadas del terraplén

El punto correspondiente a la parte superior del terraplén es el que experimenta un asiento máximo, situándose éste, tres metros por debajo de la cota máxima del terraplén. Esto es debido a que el registro máximo de los desplazamientos se da en la cota superior del terraplén respecto a la totalidad de la estructura. El asiento máximo registrado es de



24 cm aproximadamente y es debido al colapso experimentado por la estructura al saturarse, es decir, el terreno al comenzar a saturarse, debido a los episodios de lluvia, las partículas del terreno comienzan a perder cohesión entre ellas produciendo una reestructuración de las mismas traduciéndose en una reducción del contenido de poros.

Cuando llueve, el suelo aumenta su grado de saturación y las fuerzas capilares que existen en los meniscos que hay entre las partículas disminuyen, experimentando un asiento en la totalidad de la estructura.

Para el análisis de los desplazamientos se han llevado los resultados a 0 desde el momento de la finalización de la construcción del mismo, puesto que se da por asumido que los desplazamientos obtenidos durante su fase de construcción serán reemplazados por material nuevo una vez se acabe de construir la estructura.

Se ve claramente que los desplazamientos verticales más acentuados se producen como consecuencia de los episodios de lluvia más fuertes, mientras que durante los otros nueve meses de lluvia más débil se ven que esos desplazamientos se producen de una manera menos pronunciada.

También se puede observar que a medida que los sucesos de lluvia van ocurriendo los desplazamientos que se producen son cada vez menos significativos y con menor pendiente, hasta ver que los desplazamientos se estabilizan en -0,24m, con lo que podemos concluir que una lluvia futura no dará lugar a desplazamientos significativos, excepto que ocurra una lluvia de mayor intensidad.

En la figura 5.3.12 se muestran la comparativa de los desplazamientos en distintos intervalos de tiempo.

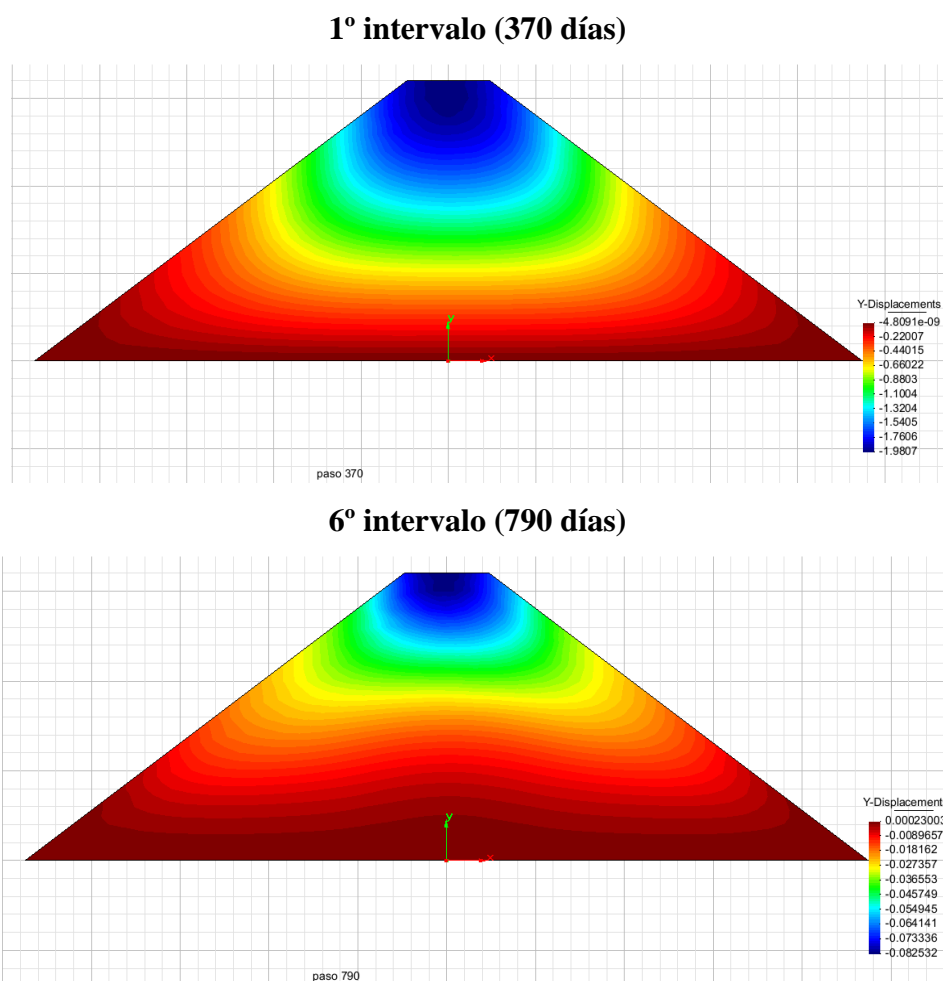


Figura 5.3.12 Evolución de los desplazamientos verticales en el interior de la estructura

Otra manera de comprobar su estabilidad a largo plazo es mediante el análisis de las velocidades de desplazamientos producidos en el terraplén. En la figura 5.3.13 se muestran los resultados obtenidos al analizar las velocidades de desplazamiento. Estas se han obtenido a partir de los desplazamientos resultantes anteriores en la zona superior del terraplén (0,37), y se definen mediante la diferencia de desplazamientos entre dos intervalos de tiempos consecutivos: $V = (d_2 - d_1) / (t_2 - t_1)$.

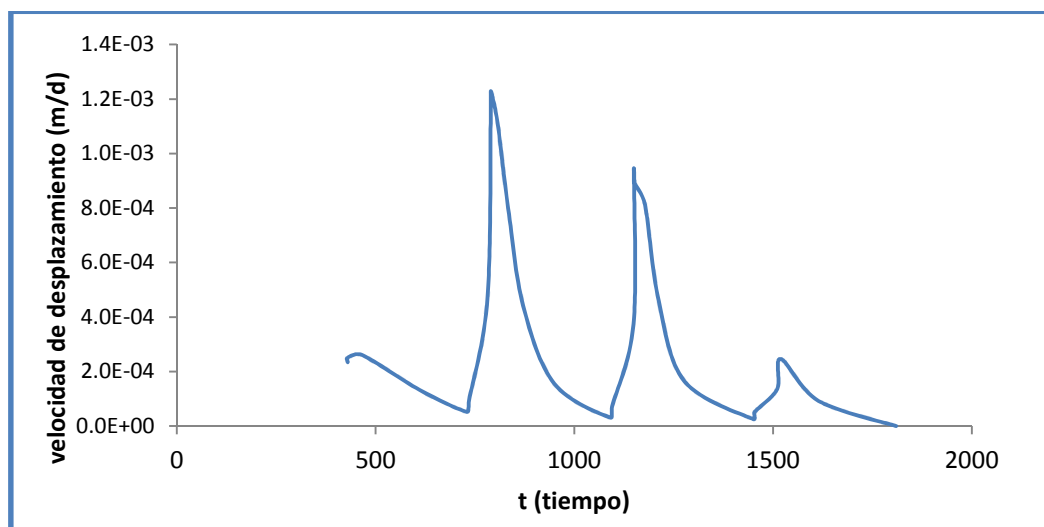


Figura 5.3.13 Evolución de las velocidades en la zona superior del terraplén

Las velocidades de desplazamientos verticales experimentan un aumento conforme suceden los meses de lluvia de fuerte. La mayor Velocidad de asientos producidos se da en el intervalo donde sucede la lluvia con más intensidad, al tercer año de episodio fuerte, y que a medida que van sucediendo los demás episodios de lluvia, las velocidades alcanzadas son menores a esta, por lo que, esta disminución de los incremento de velocidades de desplazamiento durante los episodios de lluvia, reafirman la hipótesis que en futuras lluvias, las velocidades, y en su defecto, los desplazamientos producidos, serán poco significativos.

Otro parámetro analizado relacionado con los desplazamientos producidos son las deformaciones plásticas producidas en la estructura que se muestran en la figura 5.3.14. Estas han sido analizadas en la zona inferior del terraplén (punto (0,7)) puesto que en este punto es donde se da la totalidad de las deformaciones producidas en la estructura.

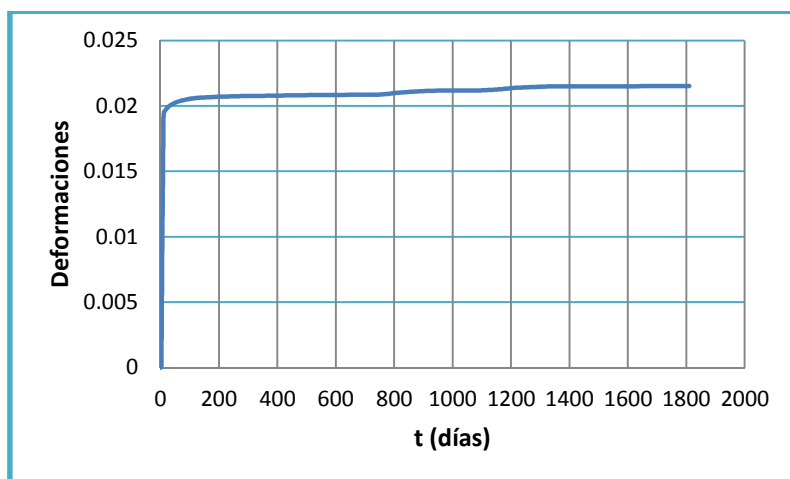
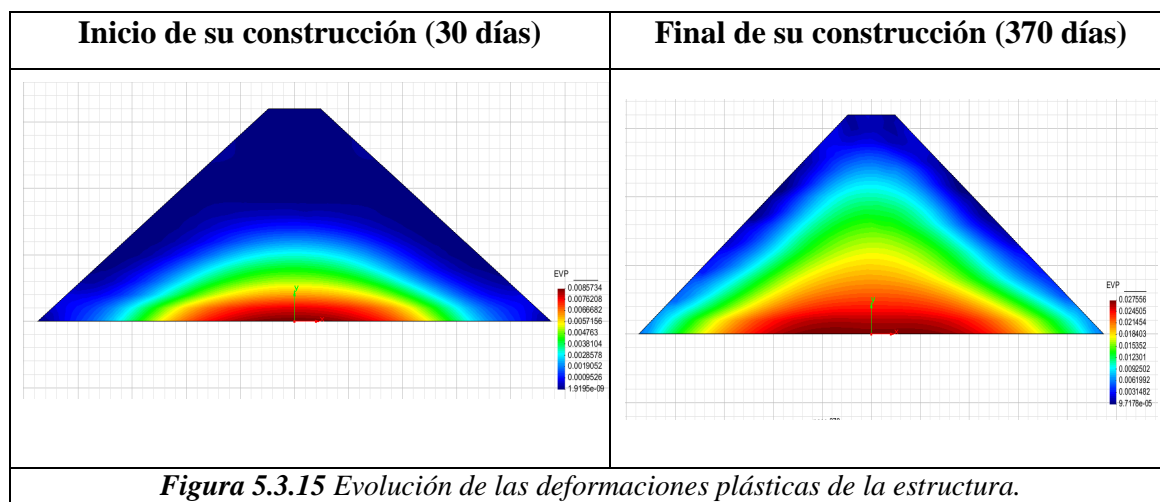


Figura 5.3.14 Deformaciones plásticas de la estructura en la zona inferior del terraplén

La gran mayoría de las deformaciones se producen en los primeros días de vida del terraplén, es decir, durante su fase constructiva, puesto que al construirlo se va cargando de manera progresiva traduciéndose en un aumento de las deformaciones plásticas.

Las deformaciones aumentan conforme se suceden los episodios de lluvia, puesto que durante los episodios de lluvia fuerte se refleja un aumento en las mismas debido al colapso del terreno. De todas formas estos aumentos son poco significativos frente a los producidos en su fase constructiva. En la figura 4.3.15 se muestra de manera gráfica la evolución de las mismas en el inicio de su construcción y al final de este. Transcurrido este tiempo la variación es inapreciable.





Como se puede observar existe un aumento considerable de las deformaciones en su fase inicial siendo las mismas crecientes desde el centro de la base hacia la zona superior. Las deformaciones que se producen por causa de las lluvias son prácticamente inapreciables con lo que se ha decidido no mostrarlas.

Para concluir con el estudio del comportamiento del caso base se muestran varias figuras de relevante interés para poder comprender mejor el funcionamiento del terraplén, ante los efectos climáticos al cual ha sido sometido. En la figura 4.3.15 se muestra la deformada final que tendrá la estructura como consecuencia del colapso producido por el efecto de las lluvias. La figura 4.3.16 la muestra con un factor de aumento del mismo de 15, puesto que de lo contrario la estructura deformada sería prácticamente inapreciable.

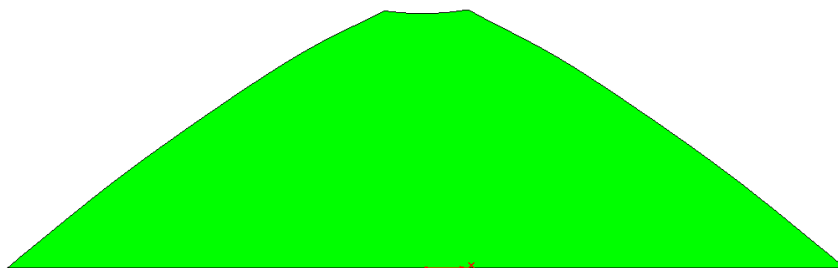


Figura 5.3.16 Deformada del terraplén

En la figura 4.3.17 se muestra las direcciones de los vectores de desplazamientos del terraplén. Los de mayor tamaño se refieren a los desplazamientos mayores, los cuales son los registrados en la zona superior del terraplén

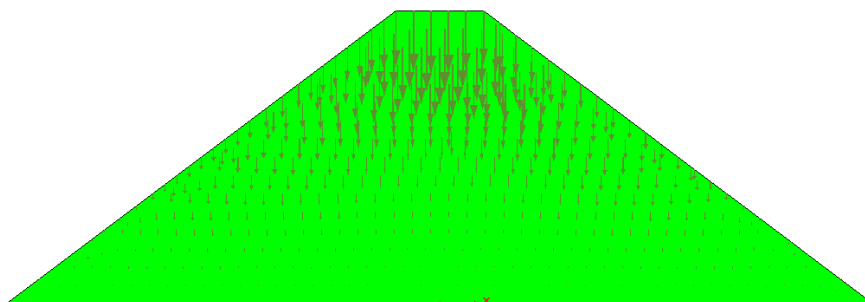


Figura 5.3.17 Vectores de los desplazamientos producidos en el terraplén.



A continuación se muestran las comparativas en la variación de los parámetros que se han decidido analizar. Las condiciones de contorno, los intervalos e intensidades de lluvia, los materiales, y la geometría son las mismas. Se varían únicamente los parámetros que se citan a continuación, con la finalidad de ver la influencia de estos en el comportamiento del terraplén. La motivación de estos análisis de sensibilidad es demostrar cuáles son los parámetros más importantes o que tienen mayor relevancia en cuanto a la modificación del comportamiento de la estructura frente al suceso de lluvia planteado. Los estudios de sensibilidad realizados son:

1. Estudio de sensibilidad de la variación de la permeabilidad
2. Estudio de sensibilidad de la variación de la deformabilidad mecánica
3. Estudio de sensibilidad de la variación de la presión de preconsolidación
4. Estudio de sensibilidad de la variación del parámetro de la curva de retención

5.4 Estudio de sensibilidad de la variación de la permeabilidad

En primer lugar se ha valorado como influye la variación de la permeabilidad en el comportamiento del terraplén, estudiando para el mismo caso, diferentes permeabilidades. Se parte de una permeabilidad de 1×10^{-13} m/s que se ha tomado como caso base para realizar las comparativas deseadas para posteriormente analizar los resultados obtenidos con diferentes permeabilidades, por lo que se ha estudiado también el comportamiento del terraplén frente a los episodios de lluvia con una permeabilidad superior e inferior a la del caso base, es decir, de 1×10^{-12} m/s y 5×10^{-14} m/s.

5.4.1 Estudio del efecto de una permeabilidad mayor

Partiendo del caso base con una permeabilidad de 1×10^{-13} m/s, se ha decidido variar la misma a un valor menor de 1×10^{-12} m/s para realizar los análisis oportunos y poder realizar un análisis de sensibilidad en el comportamiento del terraplén frente a la variación de la permeabilidad, y ver la importancia de la misma bajo los efectos de los episodios de lluvia planteados.



Para ello se ha decidido valorar los mismos parámetros que se han analizado en el caso base explicado anteriormente. Estos parámetros son la presión de líquido, el grado de saturación y los desplazamientos producidos.

En la figura 5.4.1.1 se muestran la comparativa de la presión de líquido en el interior del terraplén para los dos casos estudiados de permeabilidades diferentes.

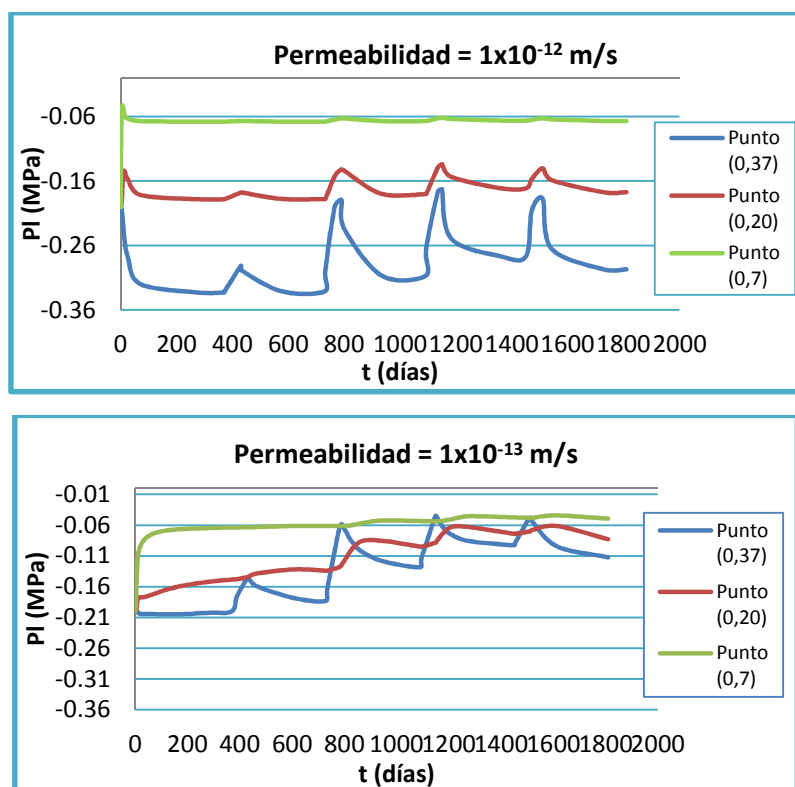


Figura 5.4.1.1 Presiones de líquido para dos permeabilidades diferentes.

Analizando los resultados obtenidos, se observa que se alcanzan menores presiones de líquido en la permeabilidad más baja de 1×10^{-13} m/s, puesto que al ser mayor la velocidad de infiltración del agua en el terreno, este drena la misma con mayor facilidad no dejando alcanzar presiones más elevadas. Por el mismo motivo se ha visto que los incrementos de la presión del líquido son menores en la parte alta del terraplén en ambos casos, siendo menores los incrementos alcanzados para la permeabilidad mayor, puesto que al drenar el agua más lentamente se alcanzan presiones más elevadas. De tal manera ocurre lo mismo en las zonas intermedias e inferior, donde las presiones de líquido, asimilar valores mayores para la permeabilidad más baja.



La evolución de las presiones por el efecto de los episodios de lluvia se comporta de manera similar al explicado anteriormente en el caso base, experimentado estas un aumento durante los episodios de lluvia más intensa, y disminuyendo una vez se finalizan los mismos y dan paso a los episodios de lluvia con menor intensidad. En las zonas intermedias e inferiores se comporta de manera similar pero con un menor desfase de tiempo, desde el comienzo de los episodios de lluvia hasta el inicio del aumento de las presiones, para la permeabilidad más baja (1×10^{-12}). Esto es debido a que al tener una permeabilidad mayor, el agua drena de manera con mayor velocidad desde la zona superior hacia la zona inferior del terraplén, con lo que el tiempo disminuye respecto al caso base.

En la figura 5.4.1.2 se muestran la comparativa de los resultados obtenidos en el caso base con una permeabilidad de 1×10^{-13} m/s, y los resultados de disminuir la permeabilidad a un valor de 1×10^{-12} m/s.

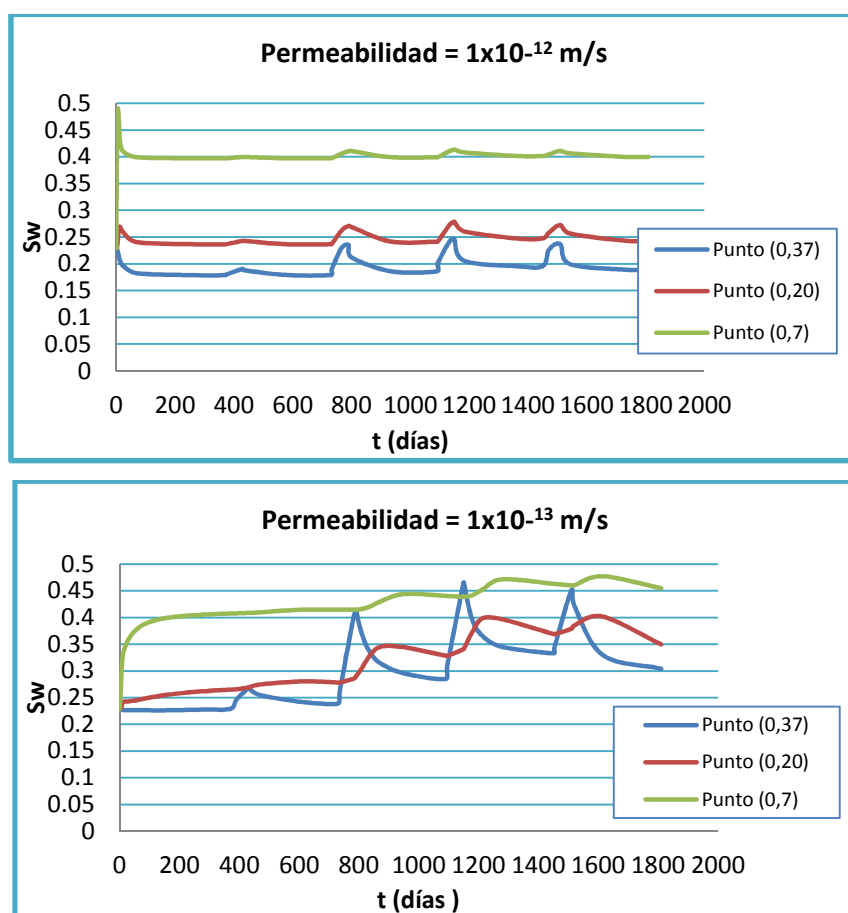


Figura 5.4.1.2 Grados de saturación para dos permeabilidades diferentes.



Los valores de grado de saturación son mayores en el caso base, donde la permeabilidad es más baja (1×10^{-13} m/s), en las tres zonas estudiadas del terraplén. Esto se debe a que al tener una permeabilidad menor, y consecuentemente una velocidad de infiltración menor, el agua tarda más en circular a través de los poros, saturando estos de manera más pronunciada. Por lo que se puede afirmar que cuanto menos permeable un suelo más bruscas son las variaciones de presión en caso de lluvia.

En la parte alta del terraplén se alcanzan valores en el grado de saturación de unos 45% de agua en los poros en el caso base de permeabilidad 1×10^{-13} , mientras que en el caso de permeabilidad mayor se alcanza un valor máximo del 25%. En las zonas intermedias e inferiores del terraplén, el grado de saturación no experimenta grandes cambios significativos para la permeabilidad más baja (1×10^{-12}), siendo menores estas en la zona inferior del terraplén.

Como se puede ver ambos casos responden de manera similar frente a los episodios de lluvia, de manera que, una vez suceden los episodios de lluvia intensa los grados de saturación aumentan, de manera mucho más pronunciada en la permeabilidad más baja. Una vez finalizan los episodios de lluvia intensa y se da lugar a una lluvia con menor intensidad, ambos valores del grado de saturación disminuyen. Como en el caso de las presiones de líquido existe el mismo desfase de tiempo en cuanto al inicio de las lluvias intensas y el comienzo del aumento del grado de saturación.

En la figura 5.4.1.3 se muestran los resultados obtenido en el análisis de los desplazamientos producidos para las diferentes permeabilidades.

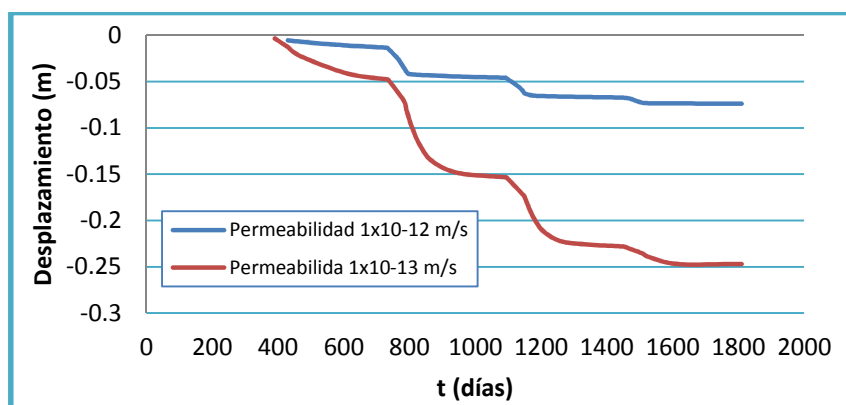


Figura 5.4.1.3 Desplazamientos para las dos permeabilidades diferentes.



En cuanto a los desplazamientos verticales vemos un comportamiento muy similar en ambos casos, es decir cuando suceden los episodios de lluvia fuerte es cuando se producen los mayores desplazamientos, mientras que durante los episodios de lluvia débil se estabilizan.

Cabe decir que para una permeabilidad mayor se producen menores asientos que para la permeabilidad más baja. El valor de asiento para permeabilidad más baja (1×10^{-13}) unos 24.7, cm mientras que para la permeabilidad superior (1×10^{-12} m/s) es de 7,4 cm. Esto es debido a que la presión de agua aumenta más en el suelo menos permeable puesto que necesita mayor grado de saturación para fluir. El grado de saturación mayor da lugar a una permeabilidad relativa mayor que compensa el hecho de que la permeabilidad intrínseca sea menor. Al ser el suelo más permeable el gradiente de presión necesario es menor, la presión aumenta menos, y por tanto el colapso es menor. Para permeabilidades menores podría darse el caso que el aumento de presión fuese tan grande que se alcanzara la saturación y entonces, el colapso es máximo.

También se puede observar que, en ambos casos, a medida que los sucesos de lluvia van ocurriendo los desplazamientos que se producen son cada vez menos significativos y con menor pendiente, hasta deducir que los desplazamientos se estabilizan en un futuro, es decir, que una lluvia futura no dará lugar a desplazamientos significativos. Este caso se comentara más adelante con un estudio de sensibilidad adecuado.

En la figura 5.4.1.4 se muestran la variación de las velocidades de desplazamiento adquiridas en la variación de la permeabilidad.

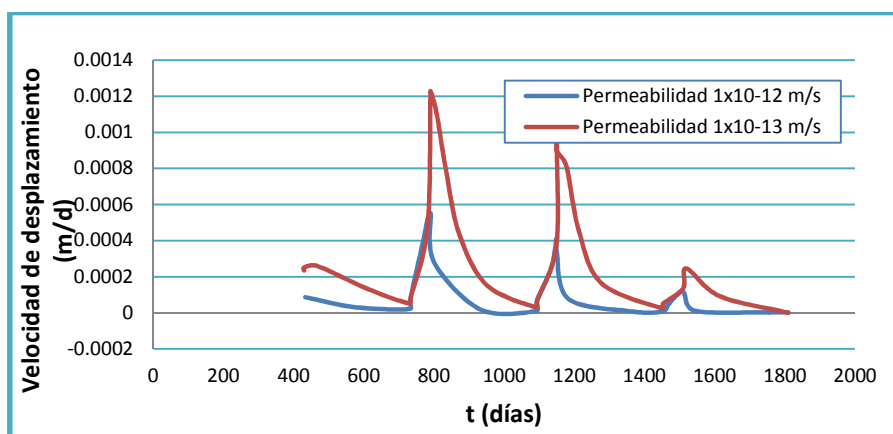


Figura 5.4.1.4 Velocidades de desplazamientos para las dos permeabilidades diferentes.

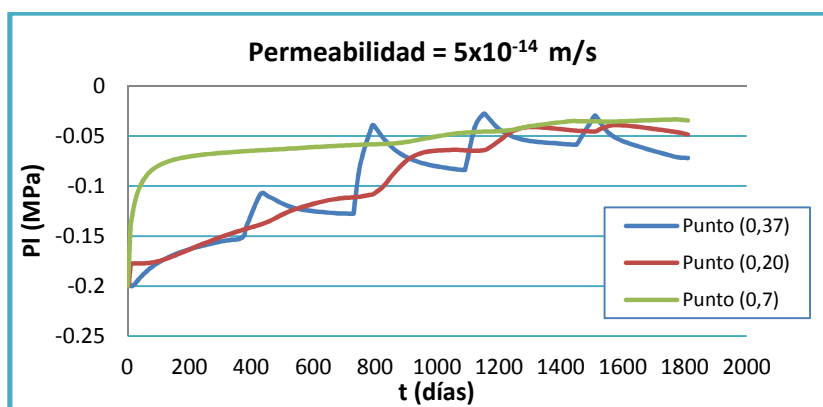


Las velocidades de desplazamientos alcanzan valores muy superiores para una permeabilidad más baja (1×10^{-12} m/s), debido a que los desplazamientos producidos son mayores.

El comportamiento de los dos casos se produce de manera similar. Una vez se inician los episodios de lluvia intensa, se comienzan a producir los incrementos de velocidades de desplazamientos, siendo estas mayores en terraplén con menor permeabilidad. La diferencia se encuentra una vez finaliza este periodo y se da lugar a los episodios de lluvia menos intensa, donde en el caso de permeabilidad mayor, tarda más en estabilizar estas velocidades. Se puede observar que dicha estabilización es muy cercana 0 en ambos casos.

5.4.2 Estudio del efecto de una permeabilidad inferior

Una vez realizada las comparativas entre las dos permeabilidades anteriores, se ha hecho un análisis sobre los resultados obtenidos en el mismo terraplén, pero esta vez con una permeabilidad inferior a la del caso base realizado. Se han analizado los parámetros más significativos, es decir, aquellos que en donde se ven los cambios más significativos. En la figura 4.3.2.1 se muestra la gráfica obtenida de analizar la presión del líquido durante los cinco años del episodio de lluvia.



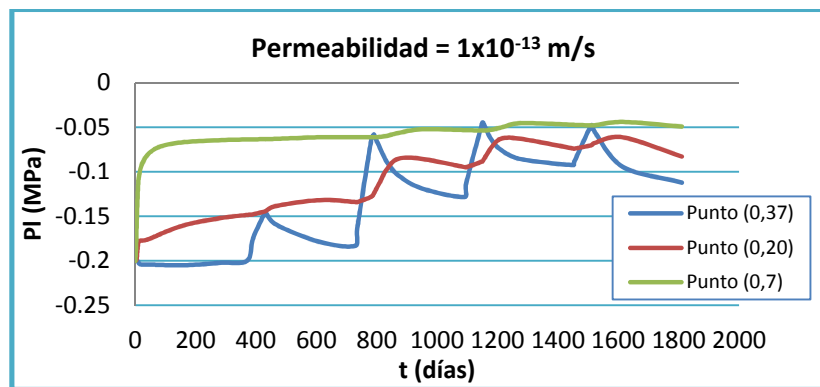


Figura 5.4.2.1 Comparativa entre permeabilidades diferentes en la presión de líquido

Analizando los resultados obtenidos, se puede observar que para una permeabilidad más baja que 1×10^{-13} m/s, no se observan cambios muy significativos en cuanto a la presión de líquido, debido a que la alteración de la permeabilidad, siendo inferior, no es mucho más que la del caso base. De todas formas podemos analizar los cambios ocurridos, de los cuales extraemos que para una permeabilidad inferior a la del caso base se alcanzan valores de presión más elevados, puesto que al tener una menor velocidad de infiltración, al agua le cuesta más circular a través de los poros del terreno, consiguiendo así, una menor facilidad en el drenado del agua, lo cual induce a un aumento en la presión de líquido en el interior de los poros. Como se ve, ambas gráficas describen de manera muy similar los cambios en la presión del líquido, tanto en el punto superior como en los puntos intermedios e inferiores.

En la figura 4.3.2.2 se muestran las gráficas donde se analiza el parámetro del grado de saturación. Como de la anterior manera, se realiza una comparativa para analizar los cambios producidos al cambiar la permeabilidad del caso base, es decir, con una nueva permeabilidad de 5×10^{-14} .

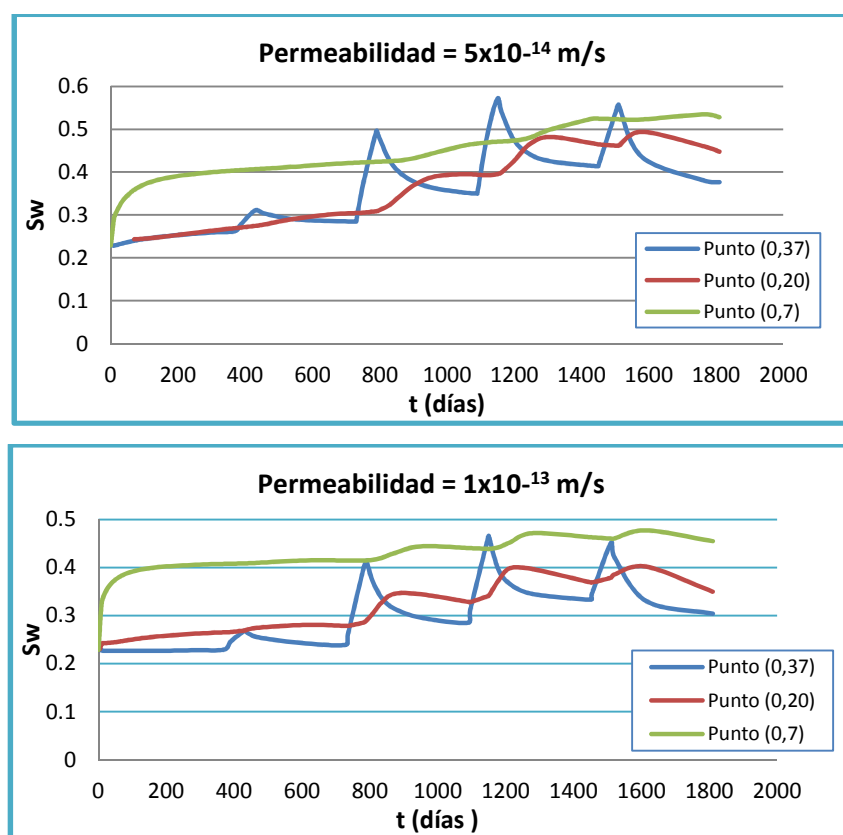


Figura 5.4.2.2. Comparativa del grado de saturación entre diferentes permeabilidades.

Como se puede observar, el comportamiento de ambas es muy similar debido a que la diferencia entre permeabilidades no es muy abultada. Vemos que se consiguen valores en el grado de saturación más elevados en el de permeabilidad más pequeña, lo cual era de esperar, puesto que al tener una menor velocidad de infiltración, al agua le cuesta más circular a través de los poros del terreno, consiguiendo así, un aumento de la cantidad de agua en los poros no saturados, puesto que drena con menor cantidad respecto al agua de la lluvia aportada.

En cuanto al episodio de lluvias, se comporta de manera similar que los casos estudiados con anterioridad, es decir, cuando ocurren los episodios de lluvia más fuerte es cuando el terreno experimenta un aumento en el grado de saturación, puesto que los poros no saturados, se comienzan a saturar a mayor velocidad. En cuanto los se pasa a un régimen de lluvia más moderado, el agua drena más cantidad de la que se satura debido a la lluvia, y el grado de saturación disminuye hasta estabilizarse.



En la figura 5.4.2.3 puede verse la comparativa en los desplazamientos verticales obtenidos al variar la permeabilidad existente. Puesto que en las zonas intermedias e inferiores se observan desplazamientos menores, ya que la totalidad de los mismos alcanzados se acumulan en la parte superior del terraplén, la comparativa se ha hecho solamente en la parte superior del mismo.

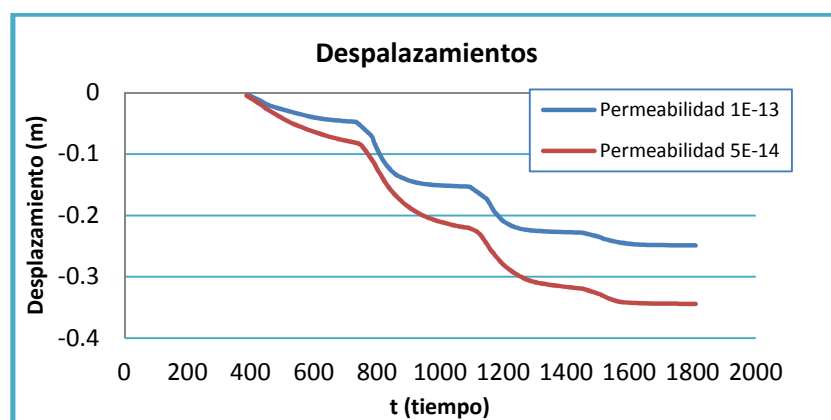


Figura 5.4.2.3 Comparativa de los desplazamientos verticales entre diferentes permeabilidades

Como se puede observar en la gráfica, ambos permeabilidades se comportan de manera muy similar, es decir, una vez se comienzan a producir los episodios de lluvia más intensa, es cuando se producen los asientos con mayor rapidez, y una vez finalizan estos episodios y dan lugar a otros de menor intensidad, los desplazamientos se estabilizan. Esto es debido a que cuando el agua se infiltra en el terreno, da lugar a una reordenación de las partículas en el espacio con un consecuente descenso de la totalidad del terraplén. También cabe decir que a mayor intensidad de lluvia mayor es la cantidad de agua que se infiltra en el terreno, mayor es la reordenación del mismo y por lo tanto se experimenta un mayor asiento.

Como se ha dicho en el caso anterior para la permeabilidad superior, la permeabilidad más pequeña produce asientos más grandes. Esto es debido a que al ser el suelo más permeable el gradiente de presión que necesita es menor, por lo que la presión de líquido aumenta menos y por lo tanto se produce un colapso menor



En la figura 5.4.2.4 se puede observar la comparativa entre las velocidades de desplazamientos obtenidas para dichas permeabilidades.

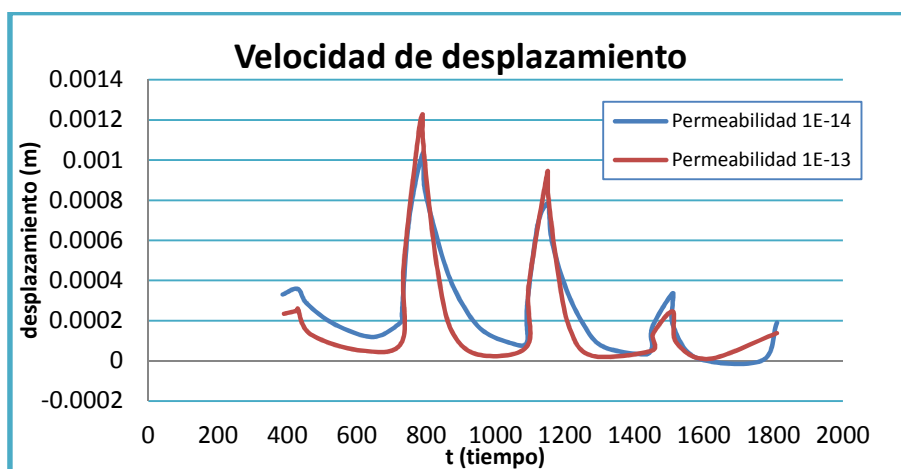


Figura 5.4.2.4 Comparativa entre velocidades de desplazamientos verticales para las diferentes permeabilidades

Como se puede observar, ambas permeabilidades se comportan igual frente a velocidad de desplazamiento para los mismos episodios de lluvia, pero se puede ver como el terreno de menor permeabilidad se desarrollan velocidades mayores en los primeros episodios de lluvia, mientras que a medida que transcurre el tiempo los valores se van aproximando y disminuyendo.

Para concluir con el estudio de sensibilidad respecto a la permeabilidad del terreno, se ha realizado la comparación de las deformaciones plásticas entre los diferentes casos. Este análisis se ha llevado a cabo en la zona inferior del terraplén, puesto que es donde se producen las mayores deformaciones. En la figura 4.3.2.5 se muestran dichas deformaciones producidas para las tres permeabilidades estudiadas en el punto (0,7).

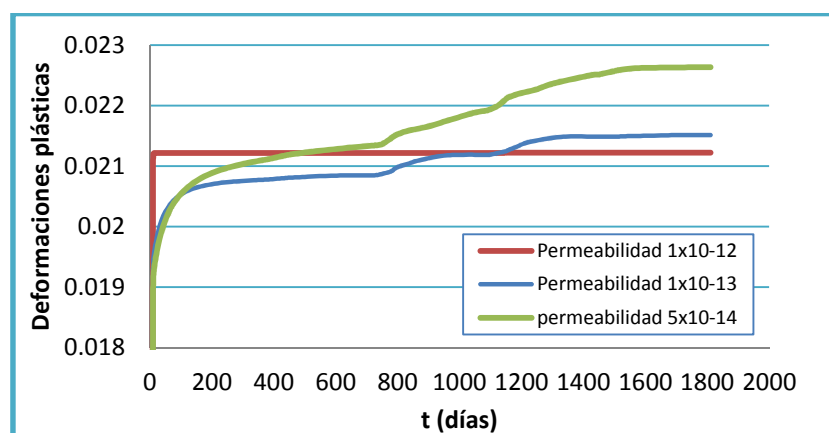




Figura 5.4.2.5 Comparativa entre las deformaciones plásticas para las diferentes permeabilidades

De la misma manera que ocurría en los asientos, en las deformaciones se produce exactamente lo mismo, traduciéndose a deformaciones mayores para permeabilidades más bajas, puesto que al aumentar la presión de líquido para permeabilidades menores, necesita de mayor grado de saturación para que el agua pueda fluir, induciendo así una disminución de la cohesión entre las partículas y produciendo los asientos correspondientes.

5.5 Estudio de sensibilidad de la variación de la deformabilidad mecánica

En este apartado se ha analizado el comportamiento que tiene el terraplén frente a cambios en su deformabilidad mecánica. Para ello se ha variado el módulo elástico de la estructura con el fin de analizar los resultados obtenidos, viendo el comportamiento del mismo con diferentes módulos elásticos. En este análisis se ha tomado el caso base el cual tiene un módulo elástico de 50 MPa, y se ha comparado con otros dos casos diferentes, cuyos módulos de elasticidad se han multiplicado y dividido por cinco respectivamente sobre el caso base analizado.

5.5.1 Estudio del efecto de un módulo de deformación inferior

Se ha variado el módulo de elasticidad del caso base hasta un valor de 10 MPa, siendo el del caso base de un valor de 50MPa, es decir, se ha reducido el valor del caso base 5 veces. En la gráfica 5.5.1.1 se puede ver la comparativa entre ambos casos, para poder analizar así la importancia del módulo de elasticidad en cuanto a los asientos producidos frente al suceso de lluvias planteado.

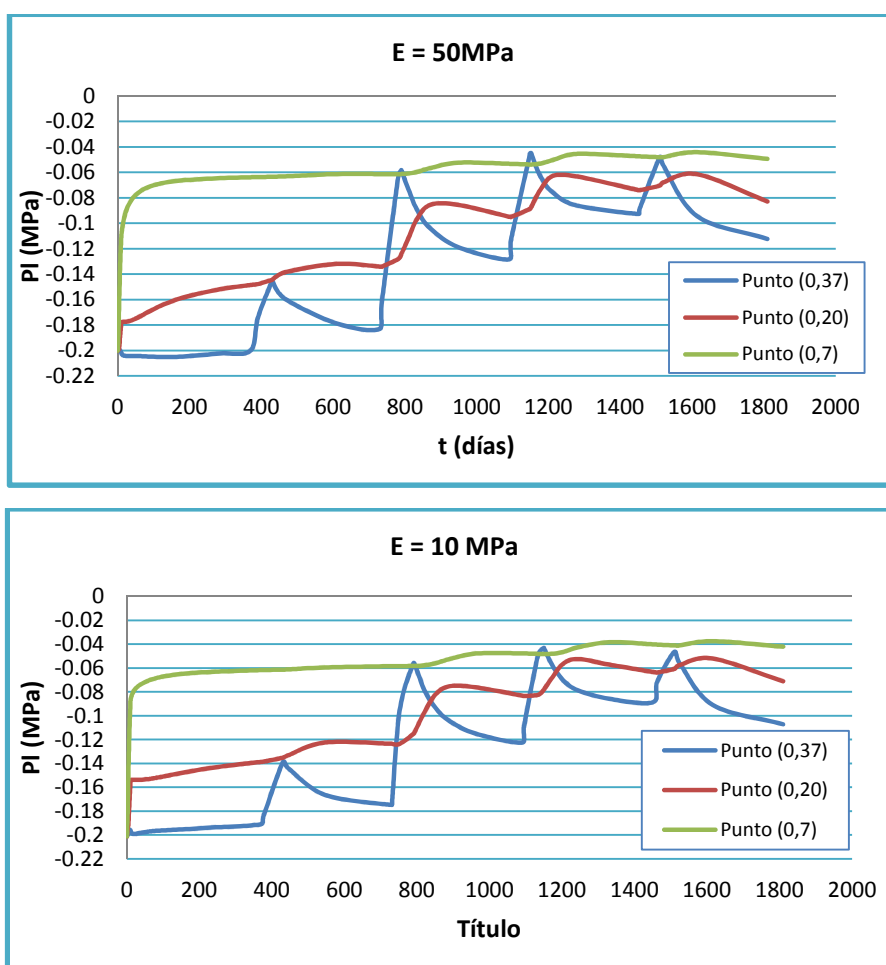


Figura 5.5.1.1 Comparativa entre diferentes módulos elásticos

Podemos ver como no hay diferencias significativas en las presiones de líquido en el interior del terraplén en cuanto a una variación del módulo elástico, puesto que los cambios producidos son muy pequeños. De lo cual se deduce que la presión que alcanza en el interior del terreno será la misma, salvo variaciones poco significativas, para diferentes terraplenes con diferentes módulos de elasticidad, frente a similares sucesos de lluvia, puesto que esta no depende de la elasticidad del terreno.

En la gráfica 5.5.1.2 se muestran las variaciones que se producen en cuanto el grado de saturación al variar el módulo de elasticidad.

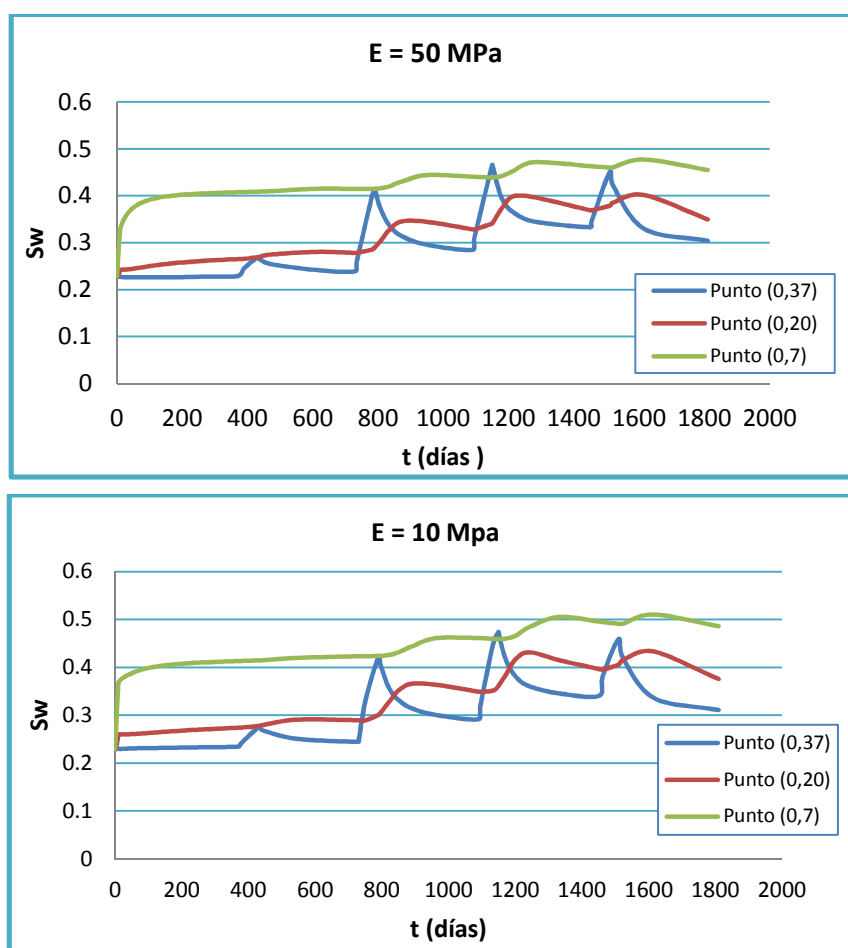


Figura 5.5.1.2 Comparativa del grado de saturación para módulos de elasticidad diferentes

Como ocurre con la presión de líquido, los resultados en el grado de saturación no presentan cambios significativos al variar la deformabilidad mecánica del terreno. Por lo que se puede asegurar que al variar un parámetro mecánico, como es la deformabilidad mecánica, los parámetros hidráulicos no presentan una modificación relevante.

Con todo esto, se ha realizado más énfasis en el estudio de los parámetros mecánicos, como pueden ser la deformabilidad o los asientos producidos en el terreno. En la figura 5.5.1.3 se muestra la comparativa en los desplazamientos verticales para los dos casos de terraplén estudiados.

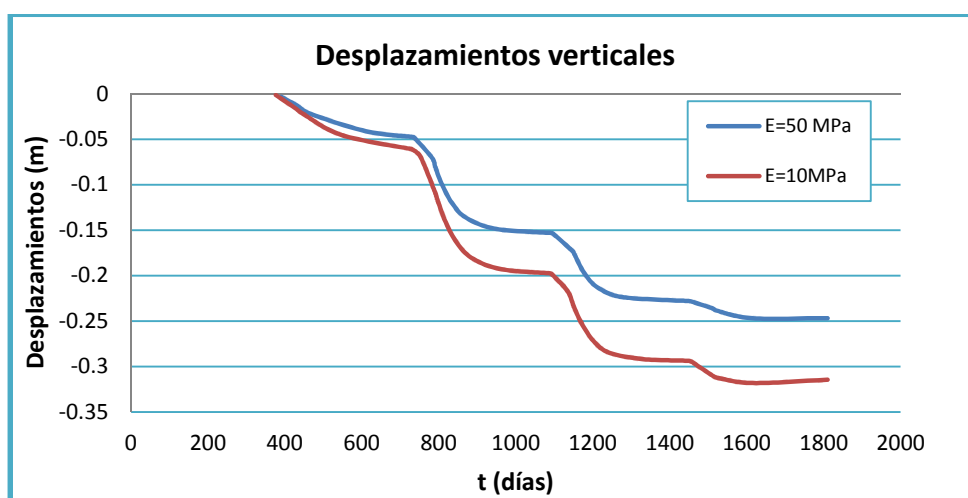


Figura 5.5.1.3 Comparativa entre desplazamientos verticales para diferentes módulos de elasticidad

A pesar de que las presiones son muy similares, los desplazamientos luego sí que varían y son producidos por las deformaciones plásticas. Como se puede observar en la gráfica vemos que el terreno con menos módulo de elasticidad experimenta mayores asientos. Esto es debido a que para una misma tensión en ambos terraplenes, siendo el módulo de elasticidad menor existirán menores deformaciones, puesto que las deformaciones son inversamente proporcional a módulo de elasticidad ($E = \sigma' / \epsilon$). Se observa también que el comportamiento de ambas gráficas es similar frente a los sucesos de lluvia, como se ha explicado anteriormente en el caso base. Para el caso base los desplazamientos producidos son de unos 0,24 m, mientras que para el caso con un módulo de elasticidad de 10 MPa, alcanza un valor de 0,31 m. La diferencia de desplazamientos producidos se materializa en un total de 7 cm.

En el caso de estudiar la alteración del módulo de deformación sobre el terraplén, se ha decido analizar las deformaciones plásticas. Las deformaciones elásticas no son las importantes, puesto que son las producidas en la fase de construcción, las importantes son las plásticas que son las que nos producen el colapso a causa de la lluvia.

En la figura 5.5.1.4 se muestra la comparativa realizada entre los dos módulos de deformación estudiados, con el fin de analizar el comportamiento de las deformaciones plásticas ocurridas en el terraplén. El análisis de este parámetro se ha llevado a cabo en



la base de la estructura puesto que es aquí donde se producirán las mayores deformaciones plásticas.

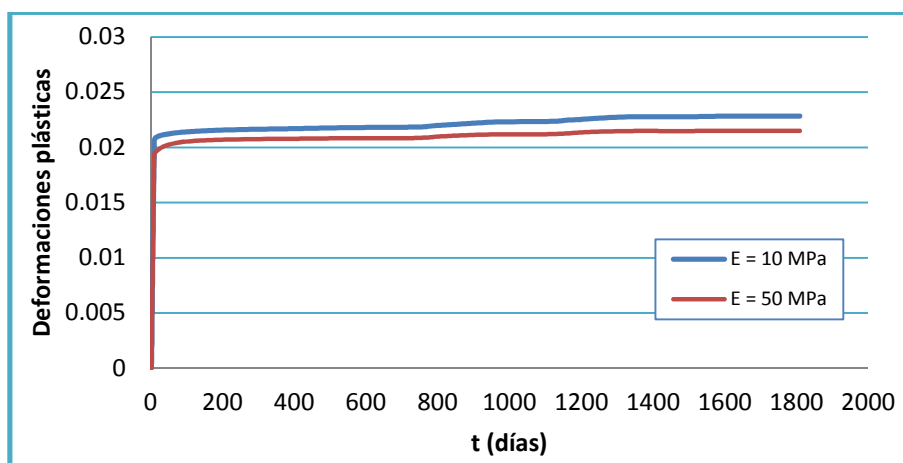


Figura 5.5.1.4 Comparativa entre los diferentes módulos de elasticidad sobre las deformaciones plásticas.

Al redistribuirse las tensiones se producen un poco más de asientos. Estos asientos son producidos por las deformaciones las cuales son todas plásticas y una parte muy pequeña elásticas. Al no cargar el terreno, sino que solo se moja por efecto de las lluvias producidas, las deformaciones que tienen lugar son plásticas, puesto que no se producen cambios de tensión. Al no haber cambios de tensión no se producen deformaciones elásticas, si no que al mojarse el terreno y la tensión permanecer constante, se produce el colapso, puesto que al mojar el terreno se pierde la cohesión entre las partículas.

Como era de esperar, las deformaciones obtenidas han sido mayores para un módulo de elasticidad menor al del caso base, puesto que al tener menor límite elástico, para la misma tensión aplicada al terreno, llegará al estado de plastificación antes al tener un límite de elasticidad menor. De todas formas la variación de las deformaciones plásticas es poco significativa, puesto que el aumento de las deformaciones es muy pequeño.

Como se aprecia en la gráfica, la evolución de las mismas para los dos casos es similar, es decir, en la fase de construcción se alcanzan las deformaciones plásticas hasta estabilizarse, y una vez se producen los episodios de lluvia más intensa estas aumentan.



debido al colapso de las partículas, estabilizándose en los episodios de lluvia menos intensa.

5.5.2 Estudio del efecto de un módulo de deformación superior

Como se ha hecho con el caso anterior, se ha modifica el módulo elasticidad del caso base, el cual era de 50 MPa, siendo este multiplicado por 5 y por lo tanto, obteniendo finalmente un módulo de elasticidad de 250 MPa. Se ha realizado tal cambio para ver el efecto que tiene sobre el terraplén la variación del módulo con uno muy superior al estudiado en el caso base.

Como se ha comprobado en el caso anterior, al variar el parámetro de deformabilidad mecánica, los parámetros hidráulicos de grado de saturación y presión de líquido no presentaron cambios significativos. Para el estudio de la estructura con un módulo de deformación mucho más elevado al del caso base ocurre lo mismo. Por lo que la presión que alcanza en el interior del terreno será la misma para diferentes terraplenes con diferentes módulos de elasticidad, puesto que esta no depende de la elasticidad del terreno.

Bien, si al variar un parámetro mecánico, los hidráulicos no presentan cambios significativos, se ha basado los siguientes análisis en parámetros mecánicos como deformaciones plásticas o asientos. En la figura 5.5.2.1 se muestra los resultados obtenidos para el análisis de los desplazamientos verticales producidos en los dos casos estudiados. El análisis se ha llevado a acabo solo en la parte superior del terraplén, concretamente en el punto (0,37), puesto que es aquí donde se evalúa la totalidad de los mismos producidos.

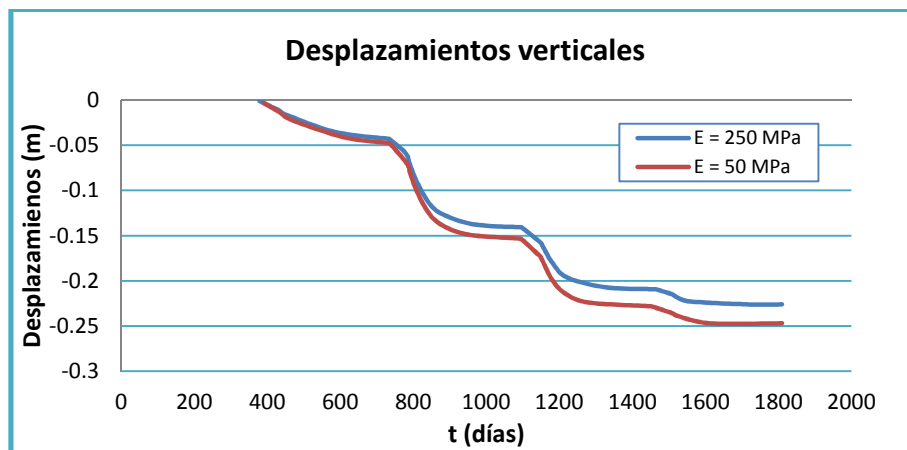


Figura 5.5.2.1 Comparativa en los desplazamientos verticales por los diferentes módulos de elasticidad

Como ya se ha analizado en el caso anterior con un módulo elástico de 10 MPa, vemos que el caso de menor módulo de elasticidad se producen mayores asientos. Esto es debido a que, al igual que el caso anterior, para una misma tensión en ambos terraplenes, siendo el módulo de elasticidad menor existirán menores deformaciones, puesto que las deformaciones son inversamente proporcionales al módulo de elasticidad ($\epsilon = \sigma/E$).

Se puede observar en la figura 5.5.2.2 cómo se comporta el terraplén frente a los tres casos estudiados con diferentes módulos de elasticidad.

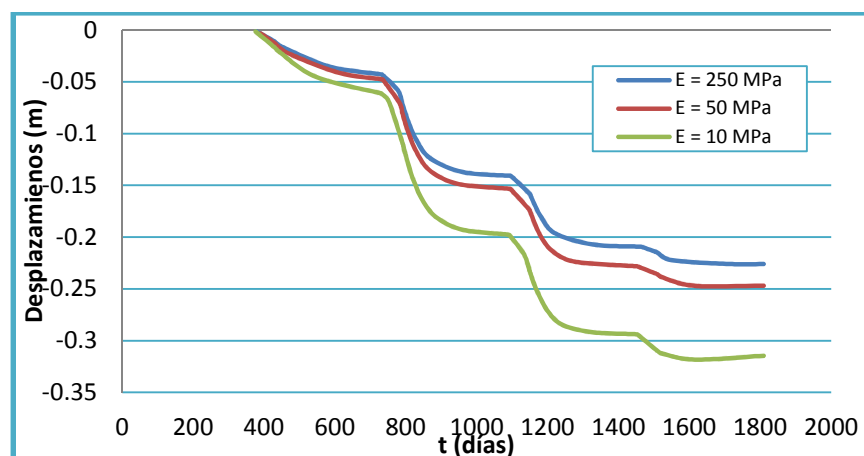


Figura 5.5.2.2 Comparativa entre los diferentes



Como se puede ver los cambios producidos en los desplazamientos verticales no son proporcionales al factor por el cual se ha multiplicado el módulo de elasticidad, puesto que se ha observado que se presentan mayores cambios en los asientos para un $E=10$ MPa que los producidos para un $E=250$ MPa, es decir, que por más que aumentemos el módulo de elasticidad no lograremos reducir mucho más los asientos producidos. Este fenómeno sucede puesto que los asientos se producen por la pérdida de cohesión de las partículas y no por la deformabilidad del terreno, es decir el agua es el que provoca el colapso del terreno.

Como se ha realizado con el caso anterior, se ha analizado también las deformaciones plásticas obtenidas para un módulo de deformación mayor al del caso base, y en la figura 5.5.2.3 se pueden observar las mismas.

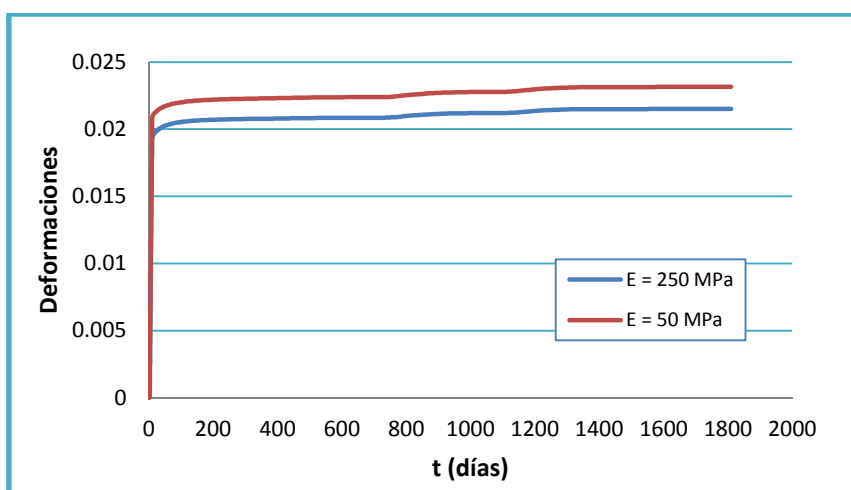


Figura 5.5.2.3 Comparativa en las deformaciones plásticas entre diferentes módulos de deformación

En este caso al aumentar el módulo de deformación, las deformaciones plásticas experimentan una disminución, puesto que al tener un límite elástico mayor, para unas mismas tensiones efectivas producidas, este alcanzará el estado de plastificación más tarde. De todas formas la variación de las deformaciones plásticas es poco significativa, puesto que el aumento de las deformaciones es muy pequeño.

Como se aprecia en la gráfica, la evolución de las mismas para los dos casos es similar, es decir, en la fase de construcción se alcanzan las deformaciones plásticas hasta estabilizarse, y una vez se producen los episodios de lluvia más intensa estas aumentan



debido al colapso de las partículas, estabilizándose en los episodios de lluvia menos intensa. De todas formas estos incrementos son muy poco significativos por el valor que alcanzan.

De este análisis se concluye que la variación del módulo de elasticidad no es un parámetro muy relevante puesto que las alteraciones que provoca no son muy significativas. Debido a esto, no se realizará un gran estudio geotécnico para obtener la deformabilidad del terreno.

5.6 Estudio de sensibilidad de la variación de la presión de preconsolidación

También se ha decidido analizar la influencia de la presión de preconsolidación sobre la estructura del terraplén. De la misma manera que se ha realizado para el estudio de los parámetros anteriores, se ha tomado como referencia el caso base y se han modificado el valor de la presión de preconsolidación, siendo el del caso de igual $P_0^* = 0,05$ MPa. En este apartado se ha valorado la influencia que tiene la compactación del terreno durante su fase de construcción, es decir, al aumentar el valor de la presión de preconsolidación se traduce en un aumento de la compactación del terreno, aumentando así la mayor carga sometida en el terraplén a lo largo de su vida. En este caso se ha decidido aumentar el valor de la presión de preconsolidación para varios casos, puesto que el caso es muy pequeño.

La presión de preconsolidación representa el nivel de compactación al cual se ha sometido el suelo durante su construcción. Si no se compactara el suelo quedaría en estado de consolidación normal (normalmente consolidado). Si se compacta mucho el suelo puede llegar a quedar tan sobreconsolidado, es decir, que ninguna deformación futura llegue a producir deformaciones plásticas (para las cargas normales del funcionamiento del terraplén). La compactación puede dejar el suelo en una situación intermedia suficientemente favorable que a pesar de producirse lluvias las deformaciones de colapso sean pequeñas. Hay que tener en cuenta que la compactación tiene un coste y no es posible una compactación tan elevada que el terreno funcione siempre de forma elástica.



Para estudiar el efecto de la compactación se han realizado diferentes simulaciones para varios valores de la presión de preconsolidación. Esta variable representa la intensidad de la compactación. Si la compactación fuese estática (poner un peso encima de cada capa una vez construida) la presión de preconsolidación estaría directamente relacionada con la carga. En la realidad la aplicación del rodillo de compactación dinámica aumenta la presión de preconsolidación, pero no se puede realizar una determinación directa sino que tendría que estimarse en base a ensayos. Es decir se tendrían que realizar ensayos endometrios sobre muestras compactadas con un rodillo y ver como varía la presión de preconsolidación en función del peso del rodillo en el número de pasadas, la humedad del suelo, etc...

Las variaciones de presión de agua y grado de saturación serán poco importantes porque las propiedades hidráulicas no varían, aunque como las deformaciones producen cambios de porosidad se puede producir algún efecto. De esta forma se ha decidido no analizar el comportamiento de las presiones de líquido y el grado de saturación en el estudio de sensibilidad de la variación de la presión de preconsolidación

Como se puede ver en la figura 5.6.1 se muestran los resultados obtenidos de los desplazamientos generados y se ha procedido a hacer la comparación entre varios casos planteados. En este caso y como se ha hecho con los caso anteriores se han analizado respecto a la parte superior de la estructura puesto que es donde se da totalidad de los asientos provocados.

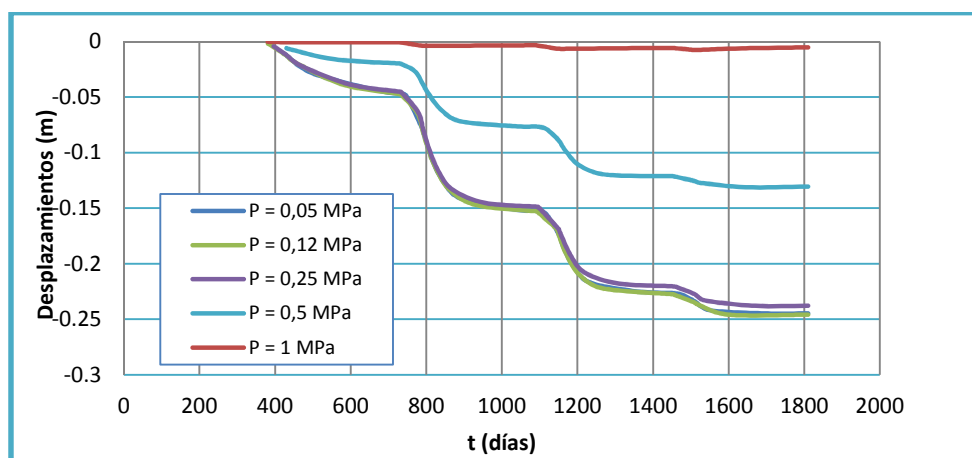


Figura 5.6.1 Comparativa de los desplazamientos verticales para diferentes presiones de preconsolidación



En los desplazamientos producidos para los diferentes casos con distintas presiones de preconsolidación, se muestra claramente que un terreno con una presión de preconsolidación mayor experimenta menos asientos frente a los episodios de lluvia. Esto es debido a que al tener un terreno con una presión de preconsolidación muy grande, traducido en su fase de construcción, que tenga una muy buena compactación, se producirán menores asientos debido a que para unas mismas tensiones efectivas aplicadas en el terreno, estas si no alcanzan la presión de preconsolidación, las deformaciones no plastificarán, puesto que se hallará en el tramo elástico, y por lo tanto se producirán menores asientos.

Como hemos realizado en el estudio de deformabilidad mecánica, se han analizado las deformaciones plásticas volumétricas producidas en el terraplén y comparándolas en los casos planteados. En este caso se ha decidido realizar el análisis en la zona inferior de la estructura puesto que es en esta zona donde se alcanzan los máximos valores. En la figura 5.6.2 se muestran los resultados obtenidos.

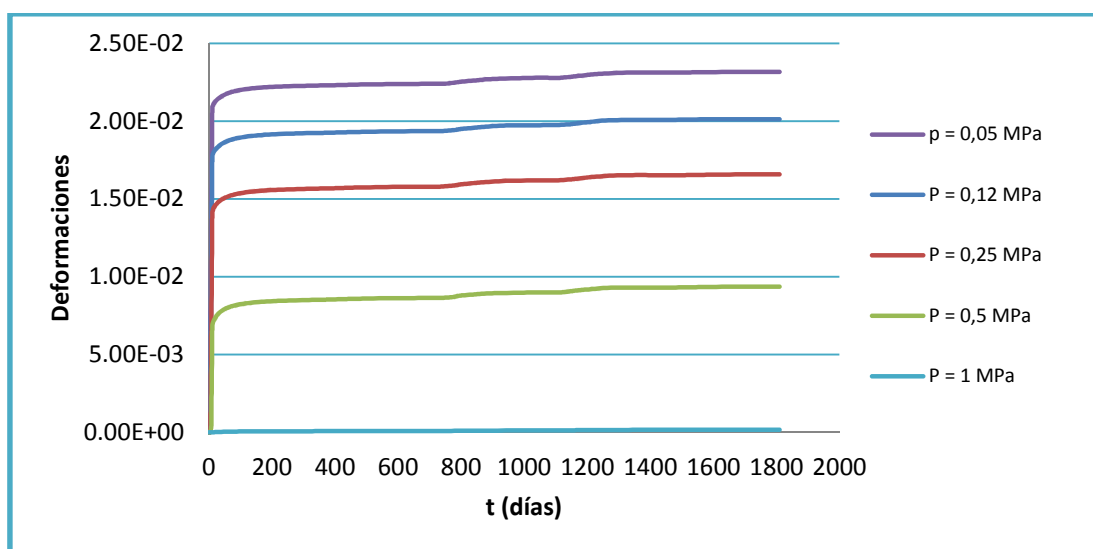


Figura 5.6.2 Comparativa de los desplazamientos verticales para diferentes presiones de preconsolidación

Como se puede ver en los resultados obtenidos, el terreno con una presión de preconsolidación menor alcanza valores de deformaciones plásticas mayores. Esto es debido a que al reducir el valor de la presión de preconsolidación se reduce la tensión efectiva a partir de la cual se producen las deformaciones que serán irreversibles, es decir las deformaciones plásticas. Por lo tanto una vez las tensiones efectivas alcanzan



el valor P_0' comienzan las deformaciones plásticas para el mismo, mientras que para el caso con $P_0' = 1$ MP, se están produciendo aún deformaciones elásticas puesto que las tensiones efectivas aún no han alcanzado el tramo plástico.

Como se aprecia en la gráfica, la evolución de las mismas para todos los casos es similar, es decir, en la fase de construcción se alcanzan las deformaciones plásticas hasta estabilizarse, y una vez se producen los episodios de lluvia más intensa estas aumentan debido al colapso de las partículas, estabilizándose en los episodios de lluvia menos intensa.

Se han analizado las curvas de porosidad- tensión efectiva con tal de ver el comportamiento de las mismas en los diferentes casos. Estas se han analizado en diferentes puntos de la estructura, como son, la parte intermedia e inferior del terraplén como se ha venido realizando en los anteriores estudios de sensibilidad.

En la figura 5.6.3 se muestran las comparativas de las curvas de porosidad-tensión efectiva para los diferentes casos de presión de preconsolidación en la zona intermedia del terraplén (0,20).

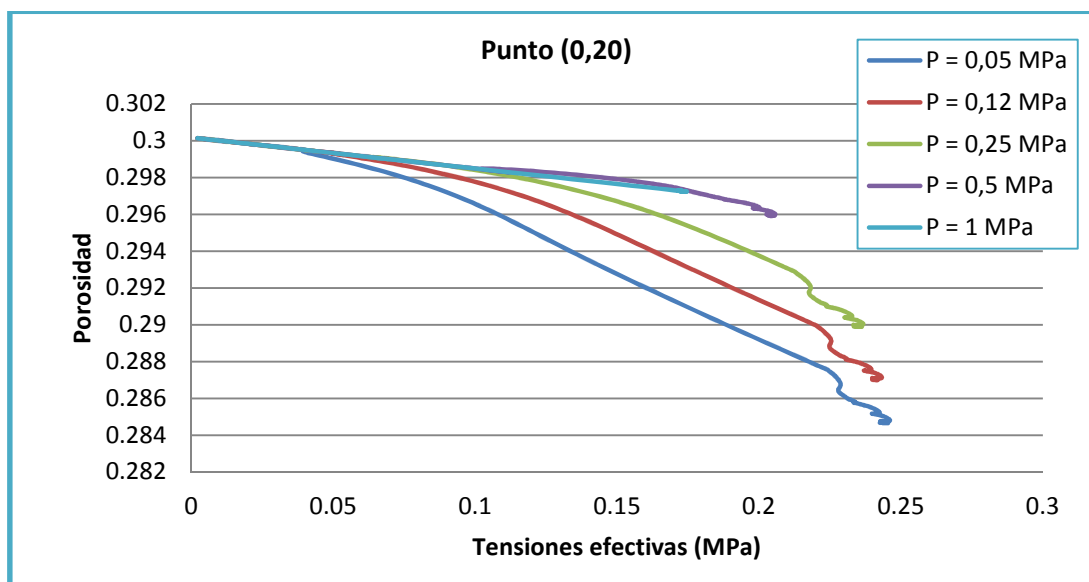


Figura 5.6.3 Comparativa de las curvas porosidad- tensión efectiva para diferentes presiones de preconsolidación .en la zona intermedia



En la figura 5.6.4 se muestran las comparativas de las curvas de porosidad-tensión efectiva para los diferentes casos de presión de preconsolidación en la zona inferior del terraplén (0,20).

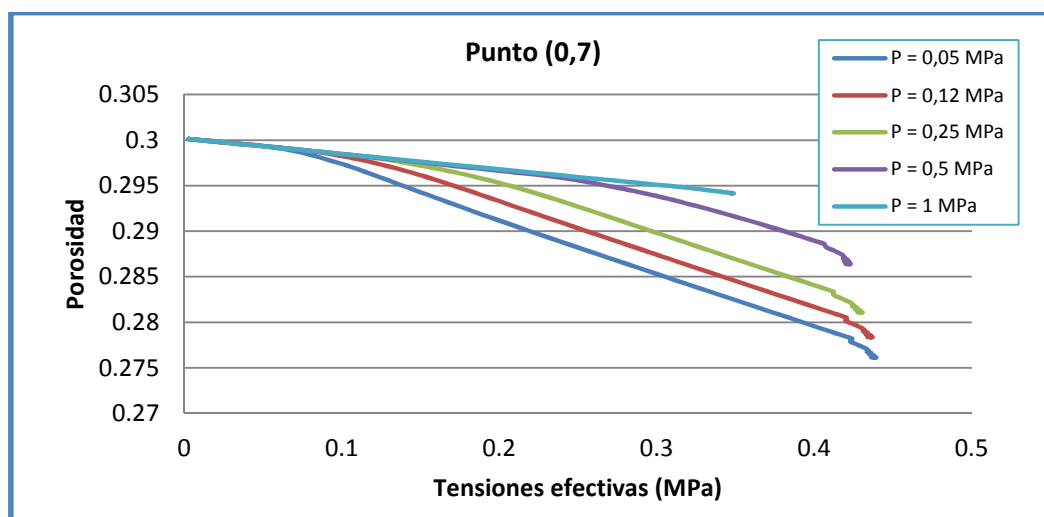


Figura 5.6.4 Comparativa de las curvas porosidad- tensión efectiva para diferentes presiones de preconsolidación .en la zona inferior

En la figura 5.6.5 se muestran las comparativas de las curvas de porosidad-tensiones verticales efectiva para los diferentes casos de presión de preconsolidación en la zona inferior del terraplén (0,20).

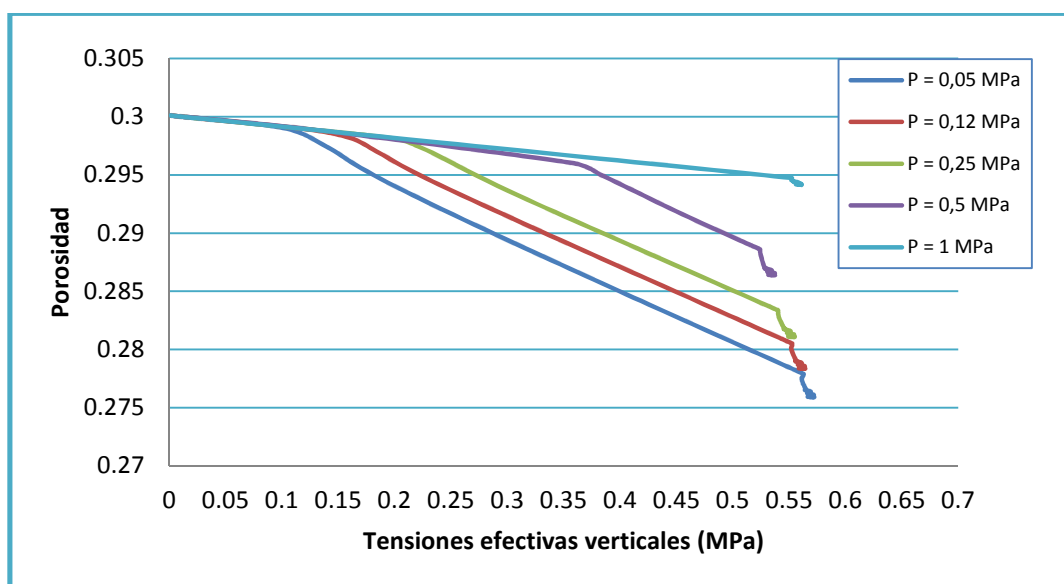


Figura 5.6.5 Comparativa de las curvas porosidad- tensión efectiva vertical para diferentes presiones de preconsolidación .en la zona inferior



Estas graficas muestran la variación de la porosidad a medida que aumentan las tensiones efectivas verticales. El tramo recto descendiente de cada caso se asimila a la plastificación del material en su fase constructiva, es decir, a medida que se está cargando el material, se deforma en el tramo plástico traduciéndose en un disminución de los poros, por lo tanto una reducción de la porosidad del terreno. Se observa que para un valor de P_0^* mayor, la plastificación del material es menor, puesto necesita de una tensión mayor para que se produzcan deformaciones plásticas. El último tramo de cada recta, se aprecia que experimenta una reducción drástica de la porosidad a tensión constante, puesto que este último tramo es casi vertical. Esta reducción drástica de la porosidad se debe al colapso de la estructura producido por el efecto de las lluvias, puesto que se generan una deformación es que nos modifica la porosidad del terreno. Como esta reducción de la porosidad se da tensión constante, el colapso de la lluvia es el que modifica la porosidad, puesto que no existe ningún aumento de las tensiones. Existe una pequeña variación de las tensiones casi verticales que son producidas por el peso del agua en el interior de los poros.

Como se puede ver para cada diferente valor de P_0^* describe una curva diferente. Cuanto menor es este valor más plastifica y por lo tanto mayor es su colapso, donde se puede ver que para el caso de P_0^* más grande casi no colapsa porque casi no plastifica (véase las gráficas de deformaciones plásticas).

Por lo que se puede concluir que el parámetro de la presión de preconsolidación tiene una gran influencia en el comportamiento del terraplén, asegurando que la deformación, asientos, y reducción de la porosidad serán menores para un valor de P_0^* más grande. Esto se consigue con una mayor compactación del terreno durante su fase de construcción.

5.7 Estudio del efecto de la variación de la curva de retención

En este apartado se ha analizado el comportamiento del terraplén frente a la variación del parámetro de curva de retención. Se ha decido aumentar este parámetro en cinco veces la del caso base, como se ha hecho con la presión de preconsolidación para evaluar la respuesta de la estructura ante tal variación. Sabemos que la curva de

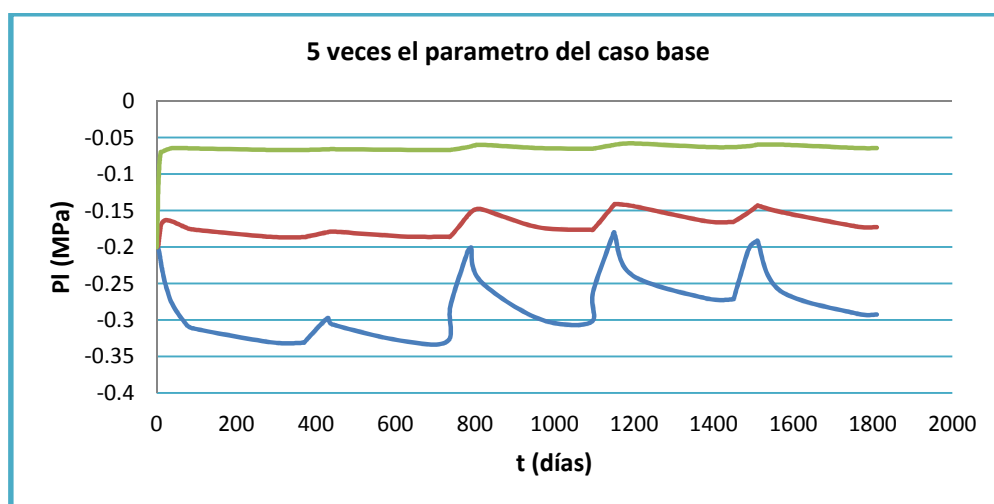


retención relaciona la succión con el grado de saturación. La succión es la presión isotrópica que el sistema suelo agua impone para absorber agua. La succión de interés es la máxima presión que un suelo, en una condición dada, puede utilizar para absorber agua. Este contenido de agua es generalmente representado por el contenido de humedad gravimétrico, w , el contenido de humedad volumétrico, θ , o el grado de saturación, S_r .

Al almacenarse el agua en el medio poroso, la succión viene representada por la diferencia entre la presión de gas menos la presión de líquido, es decir, la succión o presión que hay que realizar al terreno para que se seque o desature, dejando solo el agua de los contactos entre partículas. Si los poros son muy pequeños el agua es muy difícil de sacar, o lo que es lo mismo, su presión de retención es mayor. La succión debe ser más grande a la de retención para secar el terreno.

En primer lugar se ha decidido aumentar el parámetro de la curva de retención en cinco veces a del caso base. El parámetro que se modifica indica la capacidad de retención del suelo, cuanto mayor sea mayor capacidad de retención tiene el suelo, es decir, se trata de un suelo con poros más pequeños.

En la figura 5.7.1 Se muestran los resultados obtenidos referentes a las presiones de líquido en el interior de la estructura.



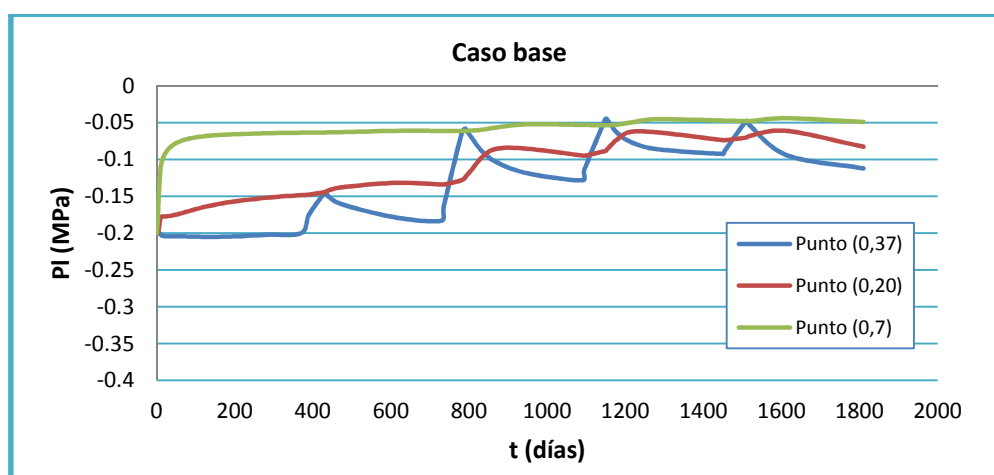


Figura 5.7.1 Comparativa de las presiones de líquido para diferentes parámetros de la curva de retención

Las presiones de líquido disminuyen considerablemente en las tres zonas de la estructura. En el caso de la zona alta experimenta una reducción considerable en el inicio de le estudio, es decir, es la fase de construcción del terraplén. En este caso tiene una sensibilidad mayor frente a los episodios de lluvia. Cuando se producen los episodios de lluvia intensa, la presión de líquido aumenta rápidamente en las tres zonas de la estructura, y cuando esta cede y da paso a una lluvia con menor intensidad, las mismas disminuyen de manera notoria. Esto se debe a que al variar el parámetro de la curva de retención se produce un aumento en la permeabilidad del terreno, caso que se explica más adelante una vez analizados los dos parámetros hidráulicos, la presión de líquido y el grado de saturación.

En la figura 5.7.2 se muestran los resultados obtenidos referentes a los grados de saturación en el interior de la estructura.

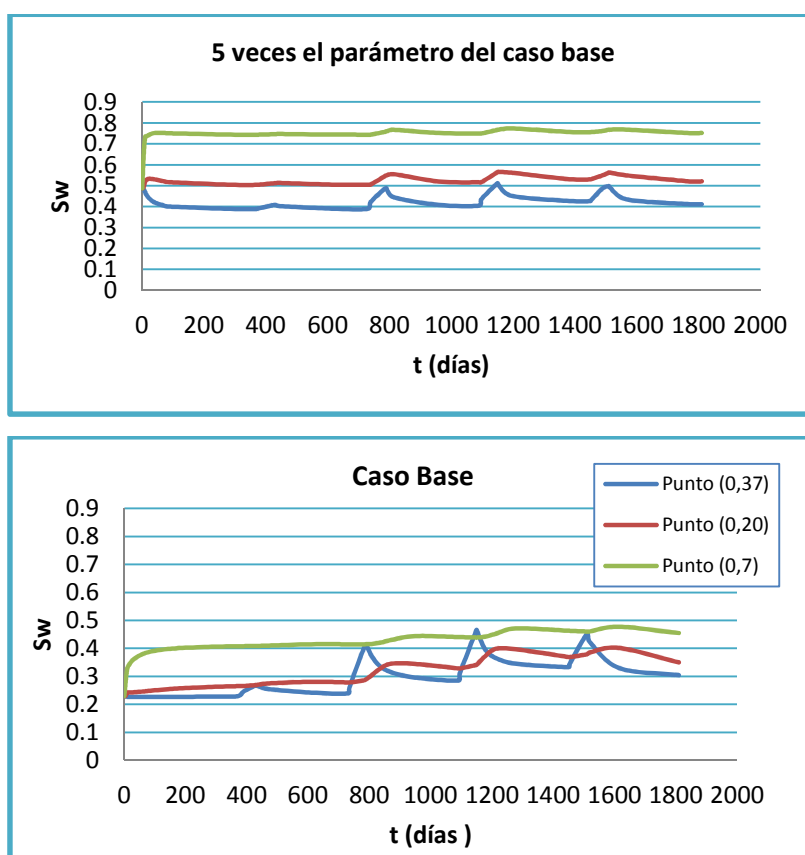


Figura 5.7.2 Comparativa del grado de saturación para diferentes parámetros de la curva de retención

El grado de saturación experimenta un aumento en las tres zonas estudiadas de la estructura, puesto que al haber aumentado el parámetro de la curva de retención, se disminuye el volumen de poros, provocando así un aumento de la saturación del terreno y consecuentemente un aumento en el grado de saturación.

Al aumentar P_0' de la curva de retención, los grados de saturación son mayores, esto hace que la permeabilidad relativa al agua también sea mayor y esto en consecuencia permite que el agua se infiltre más rápidamente y que la presión de agua no aumente tanto, y por tanto no se produce tanto colapso.

En este estudio de sensibilidad solo se ha modificado el parámetro de la curva de retención, porque una buena metodología de hacer estudios de sensibilidad es modificar solo un parámetro en cada nueva simulación. En realidad un suelo con una curva de retención más alta tendría una permeabilidad intrínseca menor (poros más pequeños),



con lo cual el efecto combinado podría ser el opuesto, es decir, que aumentar el parámetro de la curva de retención implicaría tener que disminuir la permeabilidad.

El parámetro que se modifica indica la capacidad de retención del suelo, cuanto mayor sea mayor capacidad de retención tiene el suelo, es decir se trata de un suelo con poros más pequeños.

En la figura 5.7.3 Se muestran los resultados obtenidos referente a los desplazamientos, analizándolos en la zona superior del terraplén (0,37).

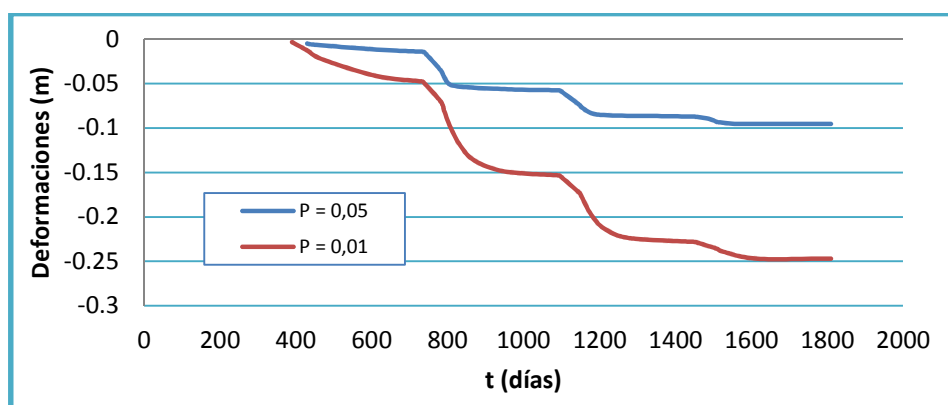


Figura 5.7.3 Comparativa de los desplazamientos para diferentes parámetros de la curva de retención

Los asientos disminuyen considerablemente al aumentar el parámetro de la curva de retención puesto que al aumentar esta, al variar el parámetro de la curva de retención se produce menor succión en los poros y por tanto se traduce en un menor colapso de la estructura.

En la figura 5.7.4 Se muestran los resultados obtenidos referentes a las deformaciones plásticas, analizándolos en la zona inferior del terraplén (0, 7).

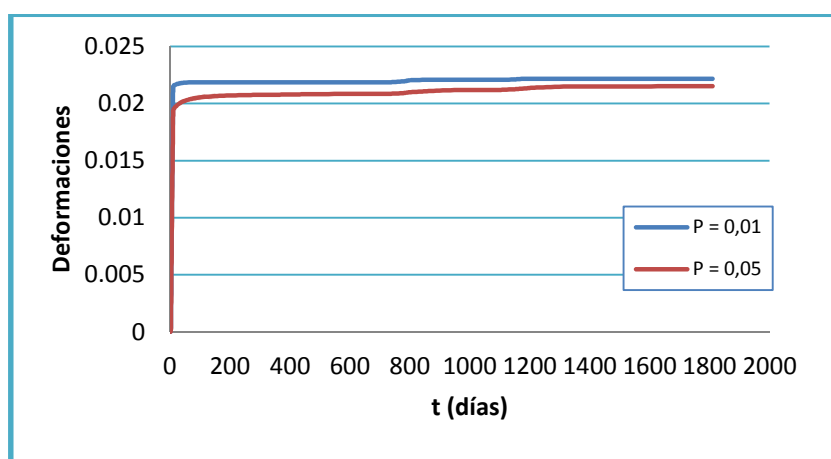


Figura 5.7.4 Comparativa de las deformaciones plásticas para diferentes parámetros de la curva de retención

Las deformaciones plásticas experimentan una disminución, puesto que al disminuir su asiento por efecto de la disminución de la succión, las deformaciones plásticas debido al efecto de las lluvias también son menores.

5.8 Estudio de sensibilidad del caso base para un suceso lluvia a largo plazo

Se ha decidido también realizar el estudio de sensibilidad para el caso base a largo plazo con el fin de analizar cómo se comportan los parámetros estudiados, en especial los desplazamientos y sus velocidad, en un largo plazo bajo los efectos climatológicos de las lluvias.

Se ha alargado los episodios de lluvia una duración de cinco años más, repitiendo los dos últimos intervalos de los cinco años estudiados con el fin de analizar el comportamiento de los diferentes parámetros estudiados, es decir, como se ha hecho en los análisis anteriores, los dos intervalos corresponden a dos meses de lluvia intensa y a los diez restantes para completar el año, una lluvia de muy baja intensidad.

En la figura 5.8.1 se muestra la tabla de precipitación para el caso base a largo plazo.



Intervalos	Tiempo (días)	P(Kg/m ² ·s)	P (l/m ² /mes)
1º	0-60	0.00E+00	0.00E+00
2º	60-360	9.06E-06	7.00E+01
3º	360-420	9.06E-06	2.35E+01
4º	360-720	2.70E-05	7.00E+01
5º	720-780	9.64E-06	2.50E+01
6º	780-1080	9.06E-05	2.35E+02
7º	1080-1140	8.48E-06	2.20E+01
8º	1140-1440	1.10E-04	2.85E+02
9º	1440-1500	2.21E-05	5.75E+01
10º	1500-1560	9.16E-05	2.38E+02
11º	1560-1810	1.28E-05	3.33E+01
12º	1810-1870	9.16E-05	2.38E+02
13º	1870-2170	1.28E-05	3.33E+01
14º	2170-2230	9.16E-05	2.38E+02
15º	2230-2530	1.28E-05	3.33E+01
16º	2530-2590	9.16E-05	2.38E+02
17º	2590-2890	1.28E-05	3.33E+01
18º	2890-2950	9.16E-05	2.38E+02
19º	2950-3250	1.28E-05	3.33E+01
20º	3250-3310	9.16E-05	2.38E+02
21º	3310-3610	1.28E-05	3.33E+01

Figura 5.8.1 Tabla de las precipitaciones para el caso base a largo plazo

Cada intervalo tiene diferentes duradas de tiempos, exactamente igual que se ha realizado en el caso base. Estos están definidos por la tabla anterior, y partir de esta se ha realizado una gráfica de columnas que representa mejor los episodios de lluvia sucedidos. En la figura 5.8.2 se muestra la misma

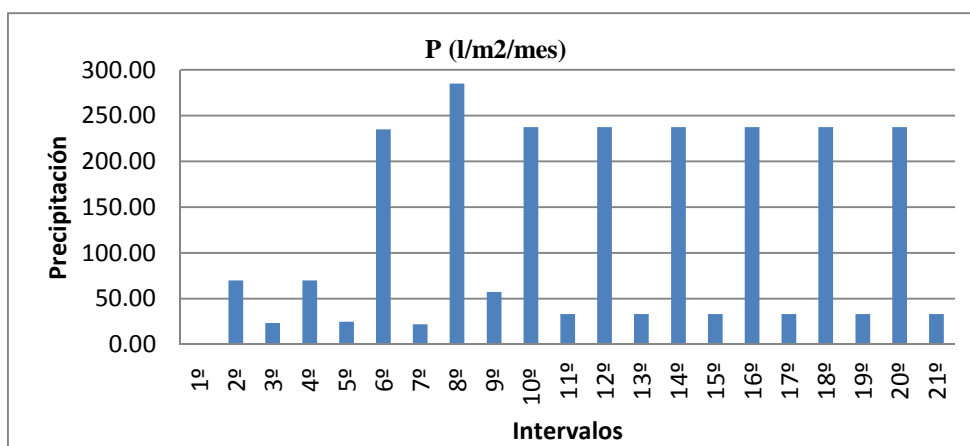


Figura 5.8.2 Grafica de columnas de las precipitaciones para el caso base a largo plazo



Como se realizó para el caso base, primero se han analizado los parámetros hidráulicos. En la figura 5.8.3 se muestran los resultados obtenidos de las presiones de líquido ocurridas en el interior de la estructura.

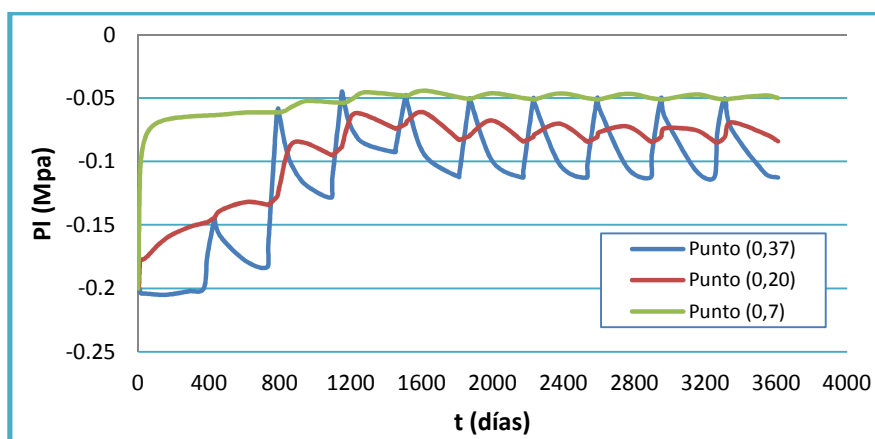


Figura 5.8.3 Presiones de líquido en el interior del terraplén para los diferentes puntos estudiados

Las presiones de líquido aumentan desde el momento de su construcción hasta alcanzar una evolución de las mismas que se repiten y estabilizan a largo plazo, de manera periódica, a lo largo de la vida de la estructura. En este caso al ocurrir durante los cinco últimos años una lluvia igual, los valores se repiten en el tiempo, pero para lluvias diferentes alcanzarían valores distintos. Lo que se quiere demostrar con esto es que al final el terraplén entra en una dinámica periódica, sucediendo variaciones cuasi similares durante la vida del mismo, en función del tipo de lluvia que se produzca, pero comportándose similar ante los efectos climáticos.

En la figura 5.8.4 se muestran los valores obtenidos de analizar el grado de saturación que ocurre en el interior de la estructura para el suceso nuevo de lluvias planteado.

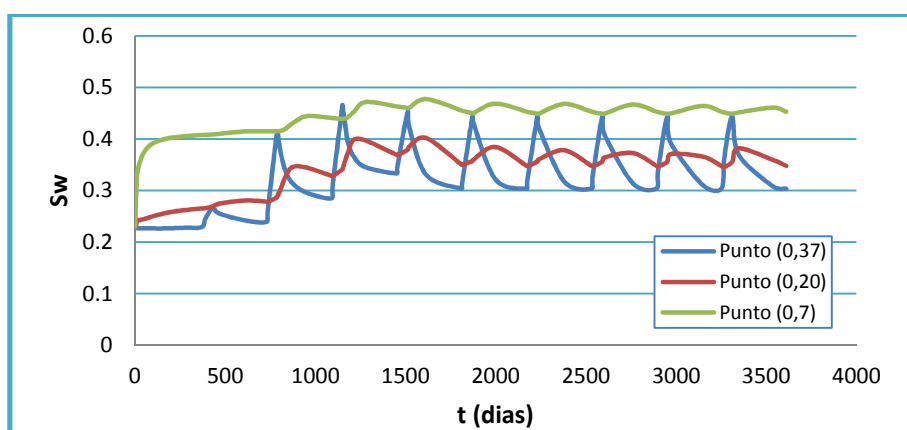


Figura 5.8.4 Grado de saturación en el interior del terraplén para los diferentes puntos estudiados

De la misma manera que sucede para las presiones de líquido, se observa como el grado de saturación llega a estabilizarse entre valores de 0.3% y 0.5%, para el mismo episodio de lluvias ocurridos en los diferentes años, aumentado para los meses de lluvia intensa, y disminuyendo durante los meses de menor intensidad, siendo estos valores diferentes para episodios de lluvia distintos a los definidos.

En ambos casos se ve como queda reflejado el desfase de tiempo existente entre el aumento de los valores en la zona alta respecto a las zonas intermedias e inferiores, es decir, cuando aumentan los valores en la zona superior, en la zona intermedia e inferior disminuyen, ocurriendo de manera igual para todos los intervalos de tiempo. Como bien se dijo con anterioridad esto se debía a las elevadas distancias existentes entre estas zonas.

Como bien se ha dicho, los análisis de mayor relevancia son los referentes a desplazamientos y velocidades sucedidos para el largo plazo. Pues bien en la figura 5.8.5 se muestran los desplazamientos obtenidos de dicho análisis.

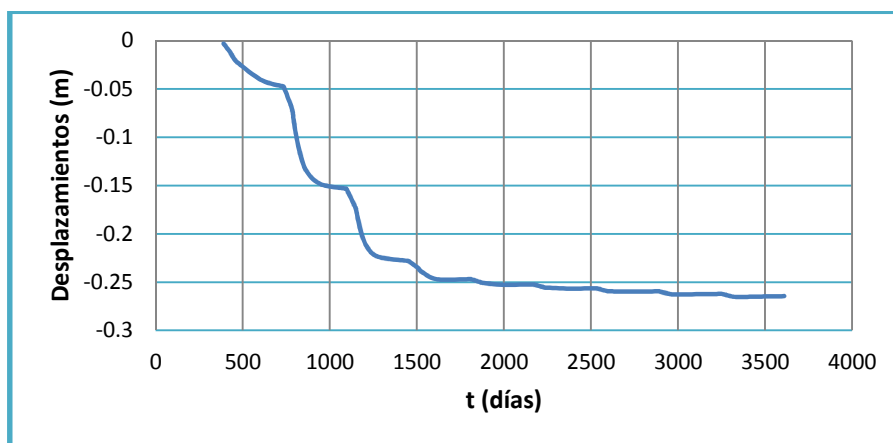


Figura 5.8.5 Grado de saturación en el interior del terraplén para los diferentes puntos estudiados

La primera fase durante los cinco primeros años corresponde exactamente a la misma estudiada para el caso base. Por lo que solo se ha analizado el comportamiento a largo plazo, es decir, a partir del quinto año con el fin de analizar el comportamiento de los asientos en el terraplén.

Los desplazamientos producidos en el caso de alargar los episodios de lluvia durante cinco años más se estabilizan hasta alcanzar un valor de -0,26 m. A medida que va sucediendo los episodios de lluvia durante cada año, los incrementos de asientos producidos son cada vez menores, de manera que los asientos producidos en los cinco primeros años son los más relevantes frente a los sucedidos en un futuro. Con lo que podemos concluir que una lluvia futura no da lugar a desplazamientos significativos, excepto que ocurra una lluvia de mayor intensidad a la planteada.

En la figura 5.8.6 se muestra los resultados obtenidos de analizar las velocidades de desplazamientos de los asientos anteriores. Estas vienen definidas por la siguiente expresión: $V = (d_2 - d_1) / (t_2 - t_1)$.

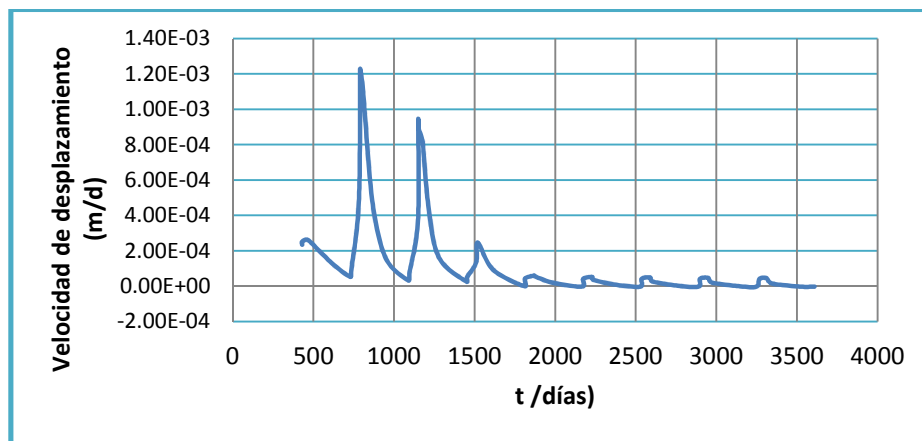
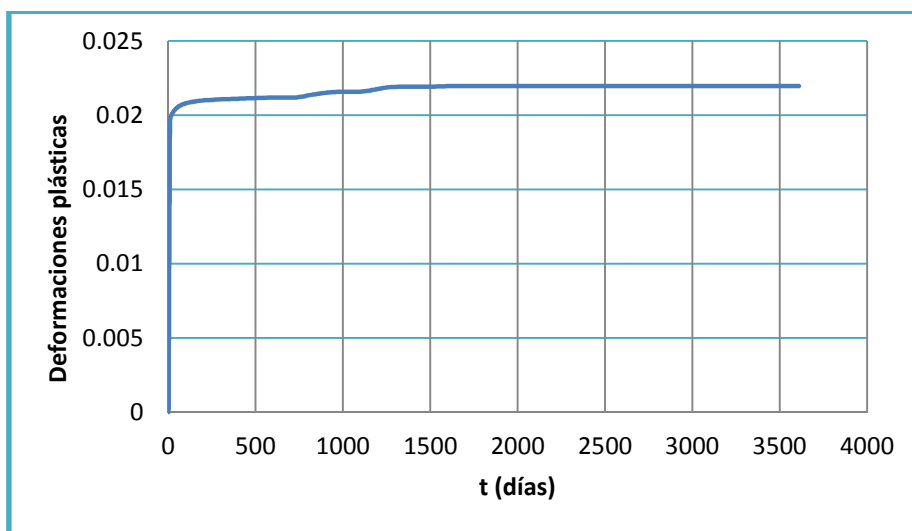


Figura 5.8.6 Velocidades de desplazamientos producidos en el terraplén

En cuanto a las velocidades de desplazamientos, no hace más que corroborar que los desplazamientos son cada vez menores durante el transcurso de los episodios de lluvia, puesto que las velocidades también se comportan de manera similar. Los desplazamientos en menor tiempo se producen en los primeros cuatro años, estabilizándose de igual manera en los años futuros a estos.

Por lo que concluimos que los asientos, y las velocidades de los mismos son máximos durante los primeros suceso de lluvias, siendo poco relevantes los ocurridos transcurrido este tiempo.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de análisis las deformaciones plásticas a largo plazo. Estos han sido analizados en la zona inferior del terraplén (punto (0,7) puesto que es donde se producen las deformaciones mayores. Los resultados se muestran en la figura 5.8.7.



*Figura 5.8.7 Deformaciones plásticas en la zona inferior del terraplén
producidas por los episodios de lluvia a largo plazo*

De igual manera que sucede con los desplazamientos verticales, las deformaciones plásticas se comportan de la misma manera, es decir, una vez producidas las deformaciones plásticas durante los cuatro primeros años de lluvia, las que suceden después de este intervalo de tiempo no son significativas. A largo plazo se estabilizan y se mantienen constantes, o lo que es lo mismo, no se producen ninguna deformación más.

Una vez la estructura ha colapsado del todo, produciéndose durante los primeros cuatro años, por más sucesos de lluvia que se produzcan no afectaran más al colapso de la estructura, es decir, no se producirán más deformaciones.



6. Conclusiones

En esta tesina se ha analizado mediante el programa de elementos finitos CODE_BRIGHT (Olivella *et al.*, 1996) el comportamiento de un terraplén tipo de 40 m de altura construido con materiales colapsables (materiales basados en los utilizados en la presa de Beliche), donde en la modelación se ha introducido el efecto de la lluvia. El primer objetivo es mostrar cómo se puede modelar un terraplén de gran altura mediante un modelo acoplado flujo-deformación para suelos no saturados, en el que por efecto de la lluvia se produce aumento del humedecimiento y el consiguiente colapso. Adicionalmente se pretende analizar qué parámetros del material inciden potencialmente en la generación de asientos producidos por el colapso del terraplén. El comportamiento de los materiales involucrados en el cuerpo del terraplén se ha descrito mediante el modelo elastoplástico BBM para suelos no saturados (Alonso, Gens y Josa, 1992).

La lluvia considerada en el análisis corresponde a la registrada durante el tramo de la construcción del A.V.E en el tramo Madrid Sevilla durante los años 1993 a 1998. Para el análisis del caso a largo plazo se alargó el último año de estas lluvias con una duración de cinco años más. Una vez definida la geometría, los materiales, y los efectos de humectación (episodios de lluvia) se ha analizado el comportamiento del terraplén, haciendo especial atención al comportamiento volumétrico del suelo y, en concreto, a las deformaciones volumétricas que cabe esperar en procesos de humedecimiento. Los análisis considerados se han establecido mediante variaciones en la permeabilidad del terreno, en su deformabilidad mecánica (módulo elástico), en la presión de preconsolidación y en la curva de retención (altura de ascenso capilar). Por último se ha analizado el caso base con efecto de las lluvias a largo plazo para analizar la posible disminución del colapso de la estructura bajo los efectos continuados de la lluvia.

La figura 6.1 muestra los resultados obtenidos en la evolución de los asientos en el caso del estudio de sensibilidad de las diferentes permeabilidades.

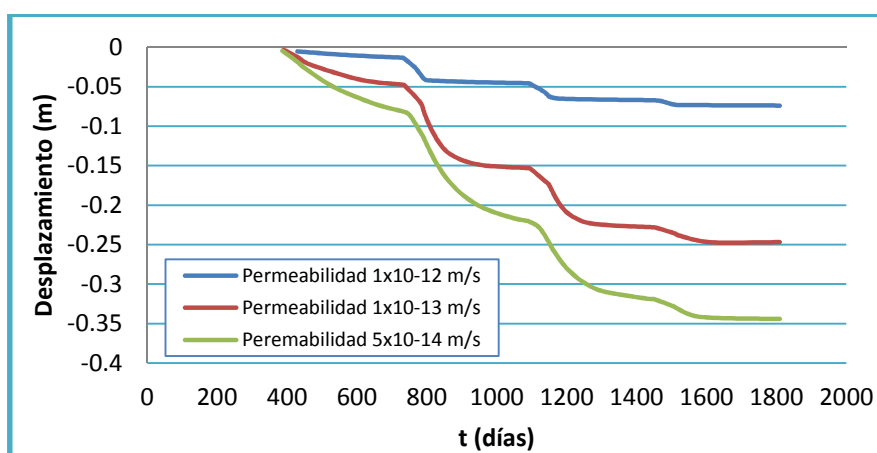


Figura 6.1 Desplazamientos verticales para las diferentes permeabilidades

El efecto de la permeabilidad tiene una incidencia relevante sobre el colapso del terreno por el efecto de las lluvias, puesto que la permeabilidad más alta analizada llega a producir unos asientos entorno a los 0,1 metros de altura, mientras que para la permeabilidad inferior los asientos producidos alcanzan el valor de 0,3 metros de altura.

De los resultados obtenidos se demuestra que para permeabilidades más grandes los asientos producidos por el efecto de las lluvias son menores. Al ser el suelo más permeable el gradiente de presión necesario es menor, la presión aumenta menos, y por tanto el colapso es menor. Para permeabilidades menores podría darse el caso que el aumento de presión fuese tan grande que se alcanzara la saturación y entonces, el colapso es máximo.

Estos asientos son un problema de gran magnitud para el funcionamiento final de infraestructura, puesto que en el caso de líneas de alta velocidad, llegarían a ser inadmisibles para la seguridad y el correcto funcionamiento del servicio. Una solución a adoptar que se deduce del análisis de la permeabilidad, sería aumentar esta para reducir el colapso. Una manera de conseguirlo sería mezclando el terreno procedente de la excavación de la zona, con otros materiales más permeables, la cual cosa encarecería la obra bastante, pero por otro lado nos podría reducir los colapsos.

En cuanto al análisis de la variación de la deformabilidad mecánica, en la figura 6.2 se muestran los resultados obtenidos para los diferentes casos de módulo de deformación diferentes.

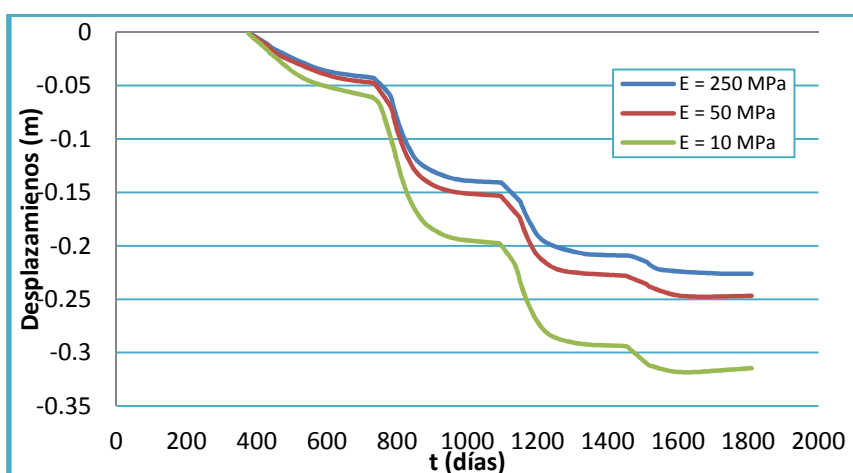


Figura 6.2 Desplazamientos producidos para los diferentes módulos de elasticidad del terreno

En este caso el efecto de variar el módulo de elasticidad no es de gran relevancia, puesto que la diferencia entre los asientos producidos por el colapso del terreno en los diferentes módulos elásticos analizados presenta pocas diferencias. En el caso de disminuir el mismo a un valor de 10 MPa sí que se denota un aumento en los desplazamientos, mientras que al aumentarlo a 250 MPa respecto al del caso base las disminuciones de asientos que se presentan son poco significativos. Claro es que esto se debe a que un material con mayor modulo elástico se deformará menos y por lo tanto tendrá menores deformaciones por colapso por el efecto de las lluvias. De esta manera se concluye que por mucho más que se aumente el módulo de elasticidad no veremos una disminución significativa de los asientos

Como el efecto del módulo de deformación es pequeño no se deducen claras acciones a tomar para mejorar el problema (reducir los colapsos). Ninguno de los casos analizados demuestra que al cambiar el módulo de deformación se reduzcan los asientos significativamente. También se podría concluir que no deben dedicarse muchos recursos a determinar el módulo elástico en los suelos que se van a usar para construir estas estructuras.

Respecto al análisis de la variación de la presión de preconsolidación, en la figura 6.3 se muestran los resultados obtenidos de los desplazamientos verticales para los diferentes casos de presión de preconsolidación.

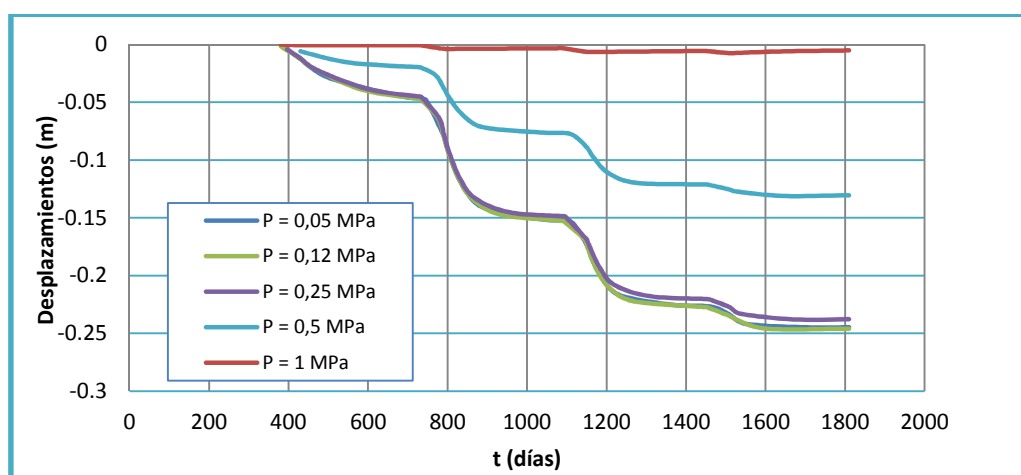


Figura 6.3 Desplazamientos verticales para las diferentes presiones de preconsolidación

En el análisis de la variación de la presión de preconsolidación sí que se pone de manifiesto una importancia relativa de las mismas sobre el colapso de la estructura debido a las lluvias planteadas. Recordando que la presión de preconsolidación es la máxima presión o tensión a la cual ha estado sometido el terreno a lo largo de su vida. En el caso de terraplenes la presión de preconsolidación se puede aumentar compactando con mayor intensidad mediante los equipos de compactación dinámica.

Pues bien para una mayor presión de preconsolidación respecto a la del caso base se ha observado que presenta menores asientos de colapso. Como se puede observar el caso base con una presión de preconsolidación igual 0,05 MPa, se producen unos asientos del entorno de 0,25 metros, mientras que para presiones superiores como la equivalente a 0,5 MPa los asientos producidos son del entorno de 0,12 metros.

De la misma manera se ha observado que para una presión de preconsolidación muy elevada como es el caso de P_0^* igual a 1 MPa casi no se producen asientos. Esto es debido a que al tener un terreno con una presión de preconsolidación muy grande, traducido en su fase de construcción, que tenga una muy buena compactación. Se producirán menores asientos debido a que para unas mismas tensiones efectivas aplicadas en el terreno (el peso del terreno es el mismo), el terreno se encuentra en su mayor parte en régimen elástico. En el límite, una presión de preconsolidación suficientemente grande podría garantizar que todos los puntos del terraplén se encuentran en régimen elástico.



Por tanto, de este análisis se deduce que para reducir los asientos de colapso hay que mejorar la compactación del terreno para poder así transmitirle una mayor P_0^* . Si la compactación fuese estática (poner un peso encima de cada capa una vez construida) la presión de preconsolidación estaría directamente relacionada con la carga. Pero para la estructura analizada sería inviable puesto que la cantidad de carga que habría que colocar ante una estructura tan grande sería muy elevada y por lo tanto muy costosa. En la realidad la aplicación del rodillo de compactación dinámica aumenta la presión de preconsolidación del suelo, pero no se puede realizar una determinación directa y sencilla sino que tendría que estimarse en base a ensayos. Es decir se tendrían que realizar ensayos edométricos sobre muestras compactadas con un rodillo y ver cómo varía la presión de preconsolidación en función del peso del rodillo en el número de pasadas, la humedad del suelo, etc...

En el caso del estudio de sensibilidad de la curva de retención, en la figura 6.4 se muestran los resultados obtenidos de los asientos producidos al variar el parámetro de la curva de retención. El parámetro que se ha variado implica que para una misma succión el suelo está más saturado. Al estar más saturado la permeabilidad relativa al agua será más alta, por tanto el efecto esperado será parecido al de aumentar la permeabilidad

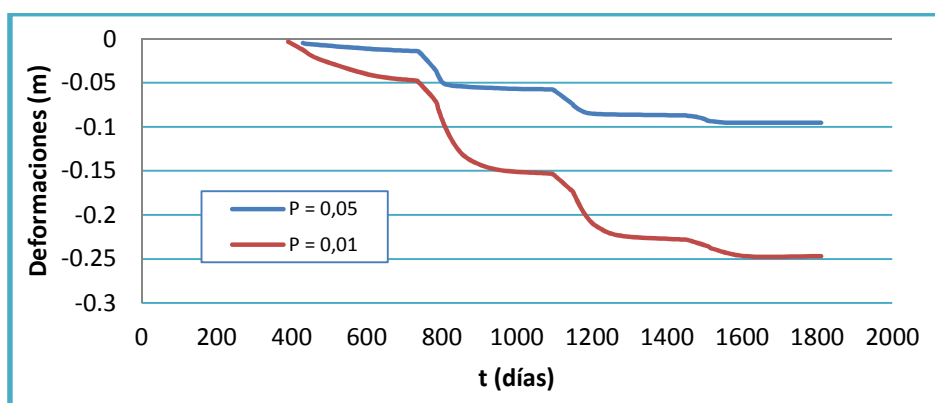


Figura 6.4 Desplazamientos verticales producidos para los distintos parámetros de la curva de retención

Como se puede observar al aumentar el parámetro de la curva de retención, los desplazamientos producidos son menores. Para un P_0' igual 0,01 los desplazamientos



producidos son del orden de 0,25 metros, mientras que si aumentamos este parámetro cinco veces, los desplazamientos disminuyen de manera notoria alcanzando un valor de 0,05 metros. El parámetro que se modifica indica la capacidad de retención del suelo, cuanto mayor sea mayor capacidad de retención tiene el suelo, es decir se trata de un suelo con poros más pequeños.

Al aumentar P_0 de la curva de retención, los grados de saturación son mayores, esto hace que la permeabilidad relativa al agua también sea mayor y esto en consecuencia permite que el agua se infiltre más rápidamente y que la presión de agua no aumente tanto, y por tanto no se produce tanto colapso.

Los asientos disminuyen considerablemente al aumentar el parámetro de la curva de retención puesto que al aumentar esta, al variar el parámetro de la curva de retención se produce menor succión en los poros y por tanto se traduce en un menor colapso de la estructura.

Finalmente en el estudio de los efectos de una lluvia continuada a largo plazo, los resultados de los desplazamientos obtenidos y sus velocidades se muestran en las figuras 6.5 y 6.6. Se han prolongado los episodios de lluvia con una duración de cinco años más respecto al del caso base, repitiendo los dos últimos intervalos de los cinco años estudiados con el fin de analizar el comportamiento de los desplazamientos a largo plazo.

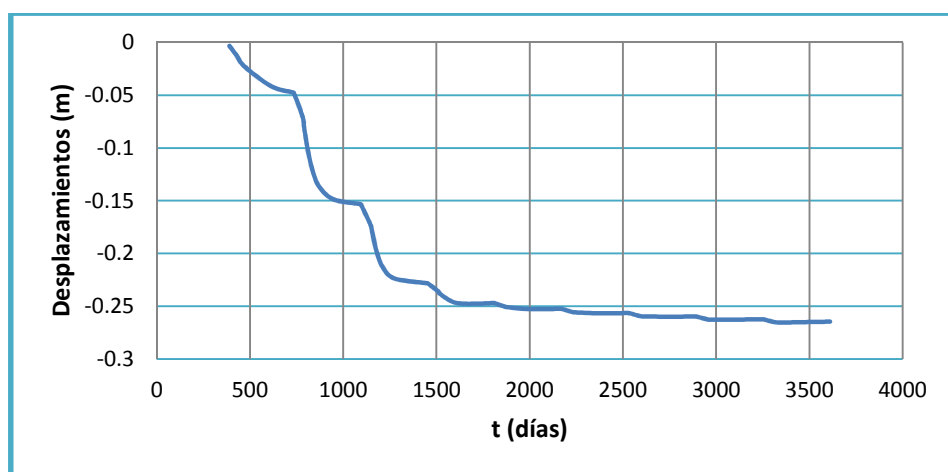


Figura 6.5 Desplazamientos obtenidos en el caso base para una lluvia a largo plazo

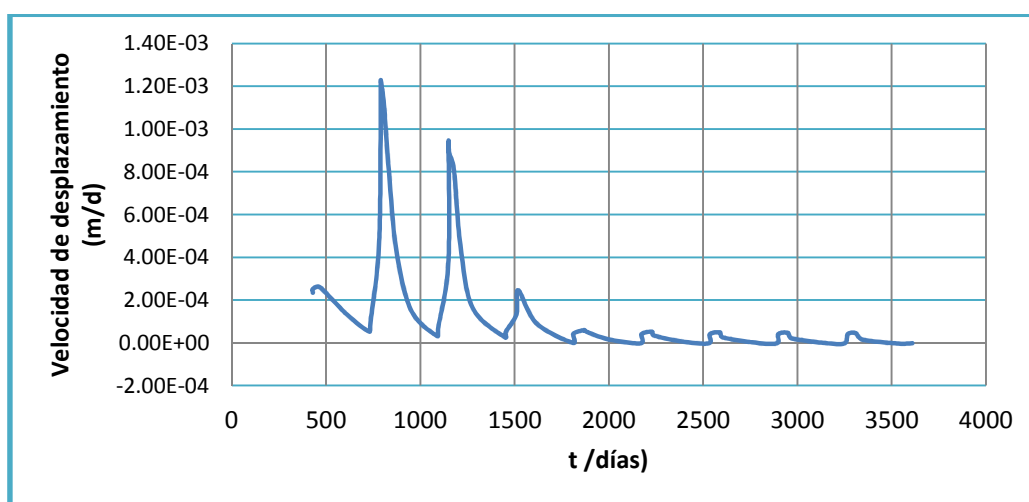


Figura 6.6 Velocidades de los desplazamientos obtenidos en el caso base para una lluvia a largo plazo

Como se puede observar en la figura 7.5, la mayor parte de la totalidad de los desplazamientos verticales o asientos se producen durante los primeros cuatro años, es decir, a medida que va sucediendo los episodios de lluvia durante cada año, los incrementos de asientos producidos son cada vez menores en general, de manera que los asientos producidos en los cinco primeros años son los más relevantes frente a los sucedidos en un futuro. Como se puede observar durante cada episodio de lluvia intensa ocurrida los incrementos de asientos producidos son cada vez menores, produciéndose los más significativos durante los cuatro primeros episodios de lluvia intensa, es decir, durante los cuatro primeros años como ya hemos comentado. Pasado este periodo de tiempo, los asientos producidos son cada vez menores y menos significativos a consecuencia de las lluvias producidas. Esto se debe a que la capacidad de colapso del material va mermando a medida que se producen los colapsos causados por la lluvia porque la estructura del suelo cada es más densa. Con lo que podemos concluir que una lluvia futura no da lugar a desplazamientos significativos, excepto que ocurra una lluvia de mayor intensidad a la planteada.

En cuanto a las velocidades de desplazamientos, no hace más que corroborar que los desplazamientos son cada vez menores durante el transcurso de los episodios de lluvia, puesto que las velocidades también se comportan de manera similar. Los desplazamientos en menor tiempo se producen en los primeros cuatro años, estabilizándose de igual manera en los años futuros a estos.



Finalmente y como consideración, cabe comentar que el análisis realizado muestra cómo pueden utilizarse las herramientas de la moderna Mecánica de Suelos No Saturados para el estudio de un caso práctico relativamente habitual en la práctica profesional, como es el caso del programa numérico de elementos finitos Code Bright.

En tal sentido, la posibilidad de realizar este tipo de modelaciones numéricas abre, a nuestro entender, un importante campo para el ingeniero en el conocimiento de los procesos de variación volumétrica en estructuras variables que interviene en el problema.



7. Referencias Bibliográficas

- [1] OLIVELLA, S., GENS, A., CARRERA, J. Y ALONSO, E. E., “Numerical formulation for simulator (CODE_BRIGHT) for coupled analysis of saline media”, *Engineering Computations* 13, No 7, pp.87-112. (1996).
- [2] DIT-UPC, “CODE_BRIGHT user’s guide”, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona, (2002).
- [3] ALONSO, E. E., S. OLIVELLA AND N. PINYOL, (2005) “A review of Beliche Dam”, *Géotechnique*, 55. In press.
- [4] ALONSO, E. E., LLORET A. Y ROMERO E., “Efectos de las lluvias en terraplenes”, *Proc. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica*, Barcelona, pp.433-448, (2000).
- [5] ARNEDO, DIEGO, *Terraplenes sobre suelos colapsables*, 2004, Tesina de Especialidad, Escuela Tècnica Superior d’Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona.
- [6] ALONSO, E. E and S. OLIVELLA, “Unsaturated Soil mechanics Applied To Geotechnical Problems” (2006)
- [7] J.I. ORTEGA, A. LLORET, S. OLIVELLA, E. ROMERO, “Análisis del comportamiento de terraplenes conformados con materiales potencialmente expansivos”
- [8] ALONSO, E. E., GENS, A. & JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40, No.3, 405-430.
- [9] E.E. ALONSO, N.M PINYOL & L.OLDECOP (2008). Hydric and creep effects on longterm deformations of rockfill embankments.



[10] D. ARNEDO, E. ALONSO Y S. OLIVELLA (2005), Canales en terreplein sobre suelo natural y compactado.

[11] PIÑOL, NURIA Anàlisi i modelització del comportament geotècnic de la presa de Beliche (2003), Tesina de Especialidad, Escuela Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona.